



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

TOMI KOPPANA
PUDOTUSPAINOLAITTEEN JA LEVYKUORMITUSKOKEEN VER-
TAILU

Diplomityö

Tarkastaja: professori Pauli Kolisoja
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
27.marraskuuta 2017

TIIVISTELMÄ

TOMI KOPPANA: Pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen vertailu

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 118 sivua

Helmikuu 2018

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Infrarakenteet

Tarkastaja: professori Pauli Kolisoja

Avainsanat: Pudotuspainolaite, levykuormituskoe, sitomattomat kerrokset, kantavuus, tiivistyssuhde, E -moduuli

Levykuormituskoe on perinteisesti käytetty sitomattomien kerrosten kantavuus- ja tiiviysmittauksissa osana maarakenteiden laadunvarmistusta. Pudotuspainolaitetta on kuitenkin alettu käyttää vaihtoehtoisena menetelmänä levykuormituskokeelle. Tutkimuksia raskaan pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen tulosten eroista on tehty niin Suomessa kuin maailmallakin vain vähän. Etenkin pudotuspainolaitetta on tutkittu lähinnä sidottujen kerrosten yhteydessä. Tämän tutkimuksen tarkoituksena oli tarkastella levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitteen antamien mittaustulosten yhtenevyyttä sitomattomilla materiaaleilla.

Diplomityön teoriaosuudessa käsiteltiin kiviaineksen ominaisuuksien vaikutusta kiviainesmateriaalien jäykkyyteen. Kiviainesmateriaalien lisäksi tarkasteltiin katu- ja raitiotierakenteen kantavuuteen vaikuttavia tekijöitä. Teoriaosuudessa tarkasteltiin myös kantavuusmittausmenetelminä levykuormituskoea ja pudotuspainolaitetta sekä näiden menetelmien tulosten vertailututkimuksia Suomessa ja maailmalla. Diplomityössä perehdyttiin myös levykuormituskokeen tulosten tulkintatapojen eroihin ja käytäntöihin Suomessa, Saksassa ja Ruotsissa.

Diplomityön tutkimusosassa on esitetty työn yhteydessä tehtyjä kantavuusmittauksia sekä niiden tulosten tulkintaa. Tulosten käsittelyssä menetelmillä saataville kantavuusarvoille on etsitty niin vakiokerrointa kuin lineaarista yhteyttäkin. Tuloksissa on myös vertailtu mittausten menetelmien antamia tiivistyssuhdearvoja. Lisäksi on tarkasteltu levykuormituskokeen eri tulkintatavoilla saatavien tulosten eroa toisistaan.

Tutkimuksessa havaittiin pudotuspainolaitteen tulosten olevan kantavuuksien osalta pääsääntöisesti suurempia kuin levykuormituskokeen kantavuustuloksien. Tutkimuksessa saatiin kuitenkin myös täysin päinvastaisia mittaustuloksia, joten täyttä varmuutta mittausten menetelmien välisestä yhteydestä työssä ei saatu. InfraRYL:n mukaisella levykuormituskokeen tulkinnalla saadaan suurempia kantavuusarvoja kuin pudotuspainolaitemittauksella. Kuitenkin molempien levykuormituskokeen tulkintojen ja pudotuspainolaitemittauksen välinen korrelaatio oli tutkimuksessa heikko.

Levykuormituskokeen eri tulkintatapojen välinen korrelaatio oli tehdyissä mittauksissa hyvä. Levykuormituskokeen tulkintapojen välille löydettyä yhteyttä voidaan pitää luotettavana, sillä se ei näyttänyt olevan olosuhderiippuvainen.

ABSTRACT

TOMI KOPPANA: Comparison of falling weight deflectometer and plate load test

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 118 pages,

February 2018

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Infrastructure

Examiner: professor Pauli Kolisoja

Keywords: Falling weight deflectometer, plate load test, unbound materials, E-modulus, compactness ratio

The plate load test has traditionally been used for the bearing capacity and compactness measurements of unbound layers as part of the quality assurance of ground structures. However, the falling weight deflectometer has been used as an alternative method for a plate load test. The studies about differences between the results of the falling weight deflectometer and the plate load test have been made only few in Finland and world-wide. Especially the falling weight deflectometer has been studied mainly with the bound layers. The purpose of this study is to examine the consistency of the measurement results provided by the plate load test and the falling weight deflectometer with unbound materials.

The theoretical part of the thesis focused on the impact of the properties of the aggregate on the stiffness of the aggregate materials. Also factors affecting the bearing capacity of street and track structures were also considered. In the theoretical part, the studies about the plate load test and the falling weight deflectometer as well as the results of these methods were examined in Finland and in the world. The thesis also studied the differences in interpretation of the results of the plate load test in Finland, Germany and Sweden.

The research part of the thesis presents the bearing capacity measurements made during the thesis and the interpretation of their results. Both the standard and the linear relationships have been tried to found for the values obtained by the methods used. The results also include a comparison of the compactness ratios given by the measurement methods. In addition, the differences between the results obtained with the different interpretation methods of the plate load test have been studied.

In the study, the bearing capacity results of the falling weight deflectometer were found to be higher than the results of the plate load test. The study also provided completely opposite measurement results, so full assurance of the connection between measurement methods was not found in thesis. InfraRYL's interpretation of the plate load test gives higher bearing capacity values than FWD measurement. However, the correlation between the two plate load test interpretations and the FWD measurement was poor in the study.

However, the correlation between different interpretation methods of the plate load test was good in the measurements made. The correlation found between the interpreting

methods of the plate load test can be considered reliable because it did not seem to be circumstance dependent.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:ssä ja tilaajana on Tampereen raitiotiealianssi. Työ on tehty osana hankkeen laadunvarmistamisen kehittämistä.

Haluan osoittaa kiitokset työn tilaajalle, joka mahdollisti tämän diplomityön tekemisen. Kiitokset myös työn ohjaajille Iikka Kärjelle ja Marko Laurilalle. Kiitokset ohjauksesta ja neuvoista myös professori Pauli Kolihojalle.

Suuret kiitokset myös läheisille ja työkavereille tuesta ja kannustuksesta.

Tampereella, 2.2.2018

Tomi Koppana

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Tutkimuksen tausta	1
1.2	Työn tavoitteet.....	2
1.3	Tutkimuksen rajaukset ja suoritus.....	2
2.	KIVIAINESMATERIAALIEN JÄYKKYYTEEN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT ...	3
2.1	Jännitystila.....	3
2.2	Raekokojakauma	6
2.3	Hienoainespitoisuus	8
2.4	Raemuoto ja rakeiden pinnankarkeus	10
2.5	Vesipitoisuus	11
2.6	Tiiviystila	15
3.	KATU- JA RAITIOTIERAKENTEEN KANTAVUUS	17
3.1	Kadun rakenne.....	17
3.2	Kuormituksen jakautuminen katu- ja ratarakenteessa.....	20
3.3	Alusrakenteen ominaisuudet	22
3.4	Ympäristöolosuhteiden vaikutus kantavuuteen.....	26
3.5	Tiivistyksen vaikutus.....	27
3.5.1	Tiivistyskaluston merkitys tiivistyksessä.....	27
3.5.2	Kastelun merkitys tiivistyksessä	31
3.5.3	Tiivistystavan merkitys tiivistyksessä.....	31
3.6	Katu- ja raitiotierakenteiden kantavuusvaatimukset	33
3.6.1	Kantavuusmittauksen periaate	33
3.6.2	Katurakenteen kantavuusvaatimukset.....	36
3.6.3	Raitiotierakenteen kantavuusvaatimukset.....	36
3.7	Kantavuuden mittausmenetelmät	36
3.7.1	Levykuormituskoe	37
3.7.2	Pudotuspainolaite	39
4.	PUDOTUSPAINOLAITTEEN JA LEVYKUORMITUSKOKEEN VERTAILUTUTKIMUKSET	43
4.1	Levykuormituskokeen tulosten tulkinta ja käsittely.....	43
4.1.1	Suomalainen menettely	43
4.1.2	Saksalainen menettely	46
4.1.3	Ruotsalainen mittausmenetelmäkuvaus	49
4.2	Pohjoismaiset tutkimukset.....	50
4.2.1	Ruotsalainen vertailututkimus.....	50
4.2.2	Suomalaiset vertailumittaukset	53
4.3	Muulla tehdyt tutkimukset.....	59
5.	TUTKIMUSKOHTEET JA MITTAUSTULOKSET.....	60
5.1	Tehdyt tutkimukset.....	60

5.2	Tutkimuskohteiden kuvaukset.....	60
5.2.1	Vuohenoja	60
5.2.2	Itsenäisyydenkatu.....	68
5.2.3	Pirkankatu	73
5.3	Levykuormituskokeen tulokset	76
5.3.1	Levykuormituskokeiden tulokset Vuohenojalla	76
5.3.2	Levykuormituskokeiden tulokset Itsenäisyydenkadulla	78
5.3.3	Levykuormituskokeiden tulokset Pirkankadulla.....	80
5.4	Pudotuspainolaitemittausten tulokset.....	80
5.4.1	Pudotuspainolaitemittausten tulokset Vuohenojalla	80
5.4.2	Pudotuspainolaitemittausten tulokset Itsenäisyydenkadulla	81
5.4.3	Pudotuspainolaitemittausten tulokset Pirkankadulla	84
6.	KANTAVUUSMITTAUSMENETELMIEN VERTAILU	85
6.1	Tulosten vertailu.....	85
6.1.1	Mittauspistekohtaisten tulosten vertailu.....	85
6.1.2	Mittaustulosten keskiarvojen vertailu	90
6.1.3	Mittausmenetelmien väliset korrelaatiot.....	92
6.1.4	Tiivistyssuhteiden erot menetelmien välillä	101
6.2	Johtopäätökset	110
6.2.1	Eri menetelmillä määritettyjen kantavuusarvojen ja tiivistyssuhteiden vertailu.....	110
6.2.2	Levykuormituskokeen eri tulkintatavoilla määritettyjen kantavuusarvojen ja tiivistyssuhteiden vertailu	111
7.	YHTEENVETO	112
7.1	Kiviainesmateriaalien vaikutus jäykkyyteen.....	112
7.2	Kastelun ja tiivistystavan vaikutus.....	113
7.3	Pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen tulosten vertailu	113
7.4	Jatkotutkimussuositukset.....	114
	LÄHTEET.....	116

LYHENTEET JA MERKINNÄT

FWD	Falling weight deflectometer (pudotuspainolaite)
HL	Heavy Loadman
LK	Levykuormituskoe
LKL	Levykuormituskoe
LWD	Light weight deflectometer
PLT	Plate load test (levykuormituskoe)
PPL	Pudotuspainolaite
TSV	Tasausviiva
a_i	Materiaaliparametri
D	Tiiviysaste verrattuna Proctor –kokeesta saatuun maksimitiheyteen
E_i	Kantavuusarvo
k_i	Materiaaliparametri
K_i	Materiaaliparametri
M_r	Resilient -moduuli
n	Huokoisuus
P	Kuorma
p	Levyn pintapaine
r	Säde
s	Painuma
s_u	Suljettu leikkauslujuus
w	Vesipitoisuus

θ	Pääjännitysten summa
θ_0	Vertailujännitys
σ	Jännitys

1. JOHDANTO

1.1 Tutkimuksen tausta

Katujen ja muiden väylien käyttöikä riippuu osittain niiden kantavuudesta. Kantavuus on rakenteen pinnalta mitattava kuormitusvaste, joka kuvaa mittaustason alapuolisten rakenteiden kokonaisjäykkyyttä. Heikon kantavuuden omaavilla väylillä syntyy vaurioita, kuten asfalttipintojen halkeamia jo huomattavasti ennen suunniteltua kuormituskertojen täyttymistä. Tästä syystä Suomessa katujen, teiden ja ratojen rakennekerrosten jäykkyyksiä mitataan osana rakentamisen laadunvarmistusta. Perinteisiä kiviaineksia käytettäessä hyvä kantavuusarvo ja tiiviysuhde ovatkin indikoineet myös hyvää kuormituskestävyyttä. Eri rakennekerroksille on ohjeistuksissa määritetty, rakennekerrosten pinnalta mitattavia, vaadittavia kantavuusarvoja ja tiiviysasteita. Kuitenkin nykyään käytössä on esimerkiksi uusiomateriaaleja, jotka saattavat kovettua uudestaan rakenteessa, mutta olla myös hauraita. Tällöin saavutetaan korkeita kantavuusarvoja, mutta se ei takaa hyvää kuormituskestävyyttä. Tästä syystä on tärkeää huomioida rakenteessa käytettävien materiaalien ominaisuudet jo suunnitteluvaiheessa.

Maarakenteiden laadunvarmistuksessa käytettäviä mittausmenetelmiä on niin Suomessa kuin maailmallakin useita. Menetelmät jakaantuvat pääperiaatteiltaan staattisiin ja dynaamisiin menetelmiin. Periaatteellisenä erona niiden välillä on, että staattiset menetelmät perustuvat pitkäaikaisesti vaikuttavaan vakiokuorman aikaansaamaan painumaan, kun taas dynaamiset menetelmät perustuvat pudotettavan painon aikaansaamaan hetkeellisen kuormituksen aiheuttaman painuman mittaamiseen. Suomessa on yleisesti ollut käytössä staattinen levykuormituskoe sekä kevyt ja raskas pudotuspainolaite.

Tutkimuksia raskaan pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen eroista on tehty niin Suomessa kuin maailmallakin vain vähän. Etenkin pudotuspainolaitetta on tutkittu lähinnä sidottujen kerrosten yhteydessä. Tampereen raitiotieallianssin teettämissä vertailumittauksissa on todettu kantavuusmittauksien antavan erilaisia tuloksia Hämeenkadun koerakenteilla. Hämeenkadun mittausten yhteydessä todettiin myös levykuormituskokeen tulkintatavan vaikuttavan siihen, antaako menetelmä suurempia vai pienempiä arvoja kuin pudotuspainolaite. Raportin yhteenvedossa ehdotettiin lisätutkimusta pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen vertailusta. (Hakala, 2016) Pudotuspainolaitteen käyttöä kantavuusmittauksissa suositaan, sillä se on nopea mittausmenetelmä yksittäisen mittauksen kestäessä vain 1-2 minuuttia. Levykuormituskokeesta saatujen tuloksien ja väylärakenteiden toiminnan välisestä yhteydestä on enemmän empiiristä kokemusta. Tästä syystä pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen välistä yhteyttä on syytä tutkia.

1.2 Työn tavoitteet

Työn päätavoitteena on vertailla pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen antamia tuloksia. Tavoitteena on tutkia, onko näiden kahden mittausmenetelmän antamien tulosten välille määriteltävissä lineaarista yhteyttä. Työn tavoitteena on myös tutkia levykuormituskokeesta saatavan kantavuusarvon määrittämiseen käytettyjä tulkintamenetelmiä. Alatavoitteena on vertailla suomalaisia käytäntöjä pohjoismaisiin, saksalaisiin ja mahdollisesti muualta löytyviin käytäntöihin.

Päätavoitteiden rinnalla tavoitteena on päivittää raitiotieallianssin pohjarakennusohjeistuksia ja antaa ohjeistusta laadunvarmistukseen. Alatavoitteena on myös luoda ohjeistus levykuormituskokeen tekemiseen ja tulosten tulkintaan.

1.3 Tutkimuksen rajaukset ja suoritus

Tutkimus rajataan koskemaan raskasta pudotuspainolaitetta ja levykuormituskokeita sekä näiden välistä yhteyttä. Tutkimuskohteet rajataan Tampereen raitiotieallianssin käynnissä oleville hankeosille, joissa on mahdollista tehdä rakentamisen edetessä kantavuusmittauksia kesän ja syksyn 2017 aikana. Hankeosilla tehtävät kantavuusmittaukset pyritään tekemään sekä pohjamaasta että vähintään valmiista sitomattomasta kerroksesta. Tutkimus rajataan koskemaan vain sitomattomia kerroksia.

Kirjallisuusselvitys rajataan käsittelemään kadun rakenteiden kantavuuden teoriaa ja kiviainesmateriaalien vaikutusta kantavuuteen. Kirjallisuusselvityksessä käsitellään myös pohjoismaissa, Saksassa ja mahdollisesti muualla tehtyjä tutkimuksia liittyen pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeiden tekemiseen ja tulosten tulkintaan. Levykuormituskokeen osalta tutkitaan myös erilaisia tulosten tulkintatapoja.

2. KIVIAINESMATERIAALIEN JÄYKKYYTEEN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

Kadun ja raitiotien kantavuus riippuu rakennekerroksissa käytetyistä kiviainesmateriaaleista. Rakennekerroksilla saavutettava kantavuus riippuu materiaalien rakeisuuksista, pohjamaan ominaisuuksista ja käytettyjen materiaalien kerrospaksuuksista. Kiviaineksen vaikutus rakennekerroksen jäykkyyteen ja näin rakenteen pinnalta mitattavaan kantavuuteen ei ole yksiselitteinen. Kiviaineksella saavutettavaan jäykkyyteen vaikuttavia tekijöitä ovat muun muassa raekokojakauma, maksimi raekoko, hienoaineksen määrä, vesipitoisuus sekä rakenteissa vallitseva jännitystila. Materiaalilla saavutettava jäykkyys on kokonaisuus kiviaineksen ominaisuuksista eivätkä ominaisuuksien muutokset jäykkyyteen ole yksiselitteisiä (Juvankoski & Laaksonen 2001, s. 26).

Kiviainesmateriaalin jäykkyys voi rakenteessa jäädä monesta syystä alhaisemmaksi kuin suunnittelussa jäykkyyden kuvaamiseen käytetty moduuliarvo on ollut. Materiaalin ominaisuudet saattavat poiketa suunnittelun pohjana olevista näytteistä, joista on määritetty rakeisuudet ja moduulit. Poikkeamia saattavat aiheuttaa kivilaji, murskaus ja materiaalin käsittely. Myös rakenteen vesipitoisuus voi poiketa ja tiiviystila saattaa jäädä suunniteltua alhaisemmaksi. Jos suunnittelua varten ei olisikaan teetetty tarkempia tutkimuksia materiaaleista vaan käytetty kirjallisuuteen perustuvia arvioita saattaa pelkästään materiaalien ominaisuuksien luonnollinen vaihtelu aiheuttaa poikkeamia jäykkyyksissä. (Juvankoski & Laaksonen 2001, s. 61).

2.1 Jännitystila

Juvankoski ja Laaksonen (2001, s. 11) ovat todenneet sitomattomien kerrosten materiaalien jäykkyyksien olevan jännitystilariippuvaisia. Myös Kolisoja (1996a) on todennut rakeisten maamateriaalien muodonmuutosmoduulien olevan voimakkaasti riippuvaisia sekä jännitys- että muodonmuutostilasta. Karkearakeisia materiaaleja kuvataan normaalisti malleilla, jotka eivät huomioi materiaalien rakeista luonnetta vaan olettavat materiaalien rakeiden käyttäytyvän massana koostumukseltaan homogeenisen ja idealisoidun kappaleen tavoin. Myös rakeisessa materiaalissa vallitseva jännitystila tavallisesti idealisoidaan tasaisesti jakautuneeksi niin että se vastaa tasapainotilannetta, jonka aiheuttavat ulkoiset ja materiaalin sisäiset kuormitukset. Todellisuudessa jännitystila partikkeli-tasolla ei ole lähellekään tasaisesti jakautunut vaan maa-aines partikkelien välisissä kontaktipinnoissa jännitykset saattavat olla huomattavan suuria. Toisaalta on mahdollista, että jännitykset eivät jakaannu ollenkaan kaikille partikkeleille vaan osa partikkeleista on ns. jännityksettömässä tilassa. (Kolisoja 1996a)

Materiaalien palautuvaa muodonmuutoskäyttäytymistä on kuvattu useissa lähteissä yhtälöllä (Kolisoja 1996a, Kolisoja 1996b, Sweere 1990)

$$M_r = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \quad (2.1)$$

missä

M_r on jäykkyysmoduuli (kPa)

θ on pääjännitysten summa (kPa)

θ_0 on vertailujännitys 100 kPa

k_1 sekä k_2 ovat materiaaliparametreja.

Aikaisemmin yleisesti muodonmuutoskäyttäytymistä on kuvattu yhtälöllä 2.2, jonka vertailujännitys poikkeaa kaavan 2.1 vertailu jännityksestä ja näin ollen materiaaliparametrit eroavat toisistaan (Juvankoski & Laaksonen 2001).

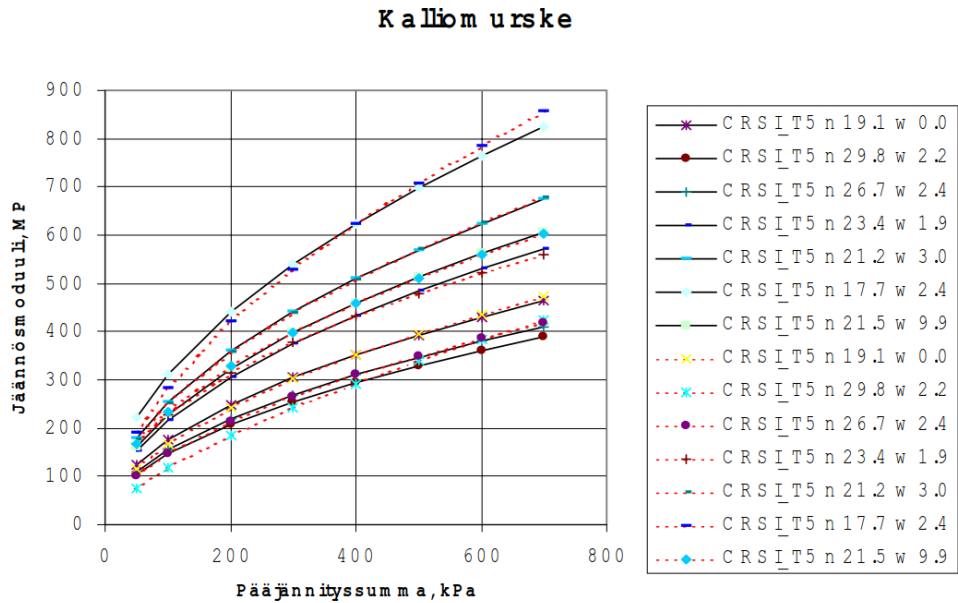
$$M_r = K_1 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad (2.2)$$

missä

θ_0 on vertailujännitys 1 kPa

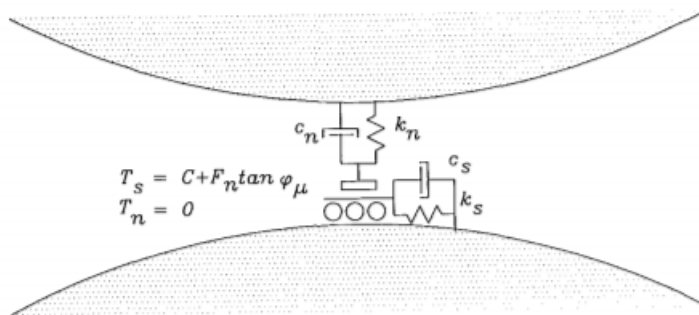
K_1 sekä K_2 ovat materiaaliparametreja.

Kuten yhtälöstä nähdään jännitystaso, jota kuvassa 2.1 on kuvattu, vaikuttaa jäykkyysmoduuliin. Kuvassa 2.1 on esitetty pääjännitysten summan vaikutusta jäykkyysmoduuliin eri huokoisuuksissa ja vesipitoisuuksissa.



Kuva 2.1 Suhteistuneen kalliomurskeen jäykkäysmoduulit pääjännityssumman funktiona (K - θ mallin kaava 2.2, yhtenäinen viiva; tiiviystilan huomioiva lineaarinen kaava 2.1, katkoviiva, näytteen nimen perässä huokoisuus n %:ina ja vesipitoisuus w %:ina (Kollisoja, 1997; Juvankoski & Laaksonen 2001).

Karkearakeisten materiaalien kuormituskestävyys muodonmuutoksia vastaan riippuu rakeiden kontaktipinnoilla vaikuttavasta kitkasta sekä rakeiden lujuudesta. Partikkelitason tarkastelussa kontaktipintojen välistä vaikutusta voidaan mallintaa jousi- ja luistimallilla (kuva 2.2).



Kuva 2.2 Yksinkertainen rakeiden kontaktikohdan mekaaninen malli (Ting 1992).

Muodonmuutosmoduulin on todettu kasvavan normaalijännitystilakomponentin kasvaessa ja puolestaan pienenevän leikkausjännitystilakomponentin kasvaessa, jolloin leikkausmuodonmuutokset kasvavat. Kun oletetaan, että muodonmuutokset tapahtuvat lähinnä maapartikkelien kosketuskohdissa kimmoisina muodonmuutoksina ja partikkelien välisenä liukumisena, voidaan kohtalaisen yksinkertaisesti selittää jännitystilän vaikutus

muodonmuutosmoduuleihin. Normaalijännitystilän kasvaessa maarakeet puristuvat tiukemmin toisiaan vasten ja jännitykset kontaktikohdissa kasvavat. Jännityksen kasvamisesta seuraa pistemäisten kontaktikohtien pinta-alan kasvu, jolloin myös muodonmuutokset ovat pienempiä kuin matalammassa jännitystilassa ja pistemäisessä kontaktissa. Lisäksi puristavan jännitystilän kasvu saa aikaan maapartikkelien välisten kontaktikohdian maksimikitka-arvojen kasvamisen, jolloin partikkelien väliset liukumukset vähenevät. (Kolisoja 1996a, s. 22-23)

Jos oletetaan maapartikkelien välisen kontaktien toimivan kuvassa 2.2 esitetyn mekaanisen mallin mukaan, tällöin jokainen maapartikkeli voi ottaa vastaan vain tietyn määrän niihin kohdistuvaa vaakavoimaa, joka riippuu normaalivoimasta ja kitkakertoimesta. Kun leikkausjännitystilassa kasvaa ja ylitetään yksittäisen raekontaktin edellä mainittu maksimiarvo, tapahtuu kontaktipinnalla liukumista ja vaikuttavat voimat jakautuvat systeemin muille partikkeleille. Jos leikkausjännitystilassa edelleen kasvaa tapahtuu liukumista yhä useammissa partikkeleissa ja tästä seuraa suurempia muodonmuutoksia systeemissä. Mitä suuremmaksi leikkausjännitystilassa kasvaa sitä vaikeampaa systeemin on saavuttaa tasapainotilaa ja muodonmuutokset kasvavat. Ääritapauksessa systeemi ei löydä enää tasapainotilaa, vaan tapahtuu stabiliteetin menetys ja systeemi sortuu. (Kolisoja 1996a, s. 24)

2.2 Raekokojakauma

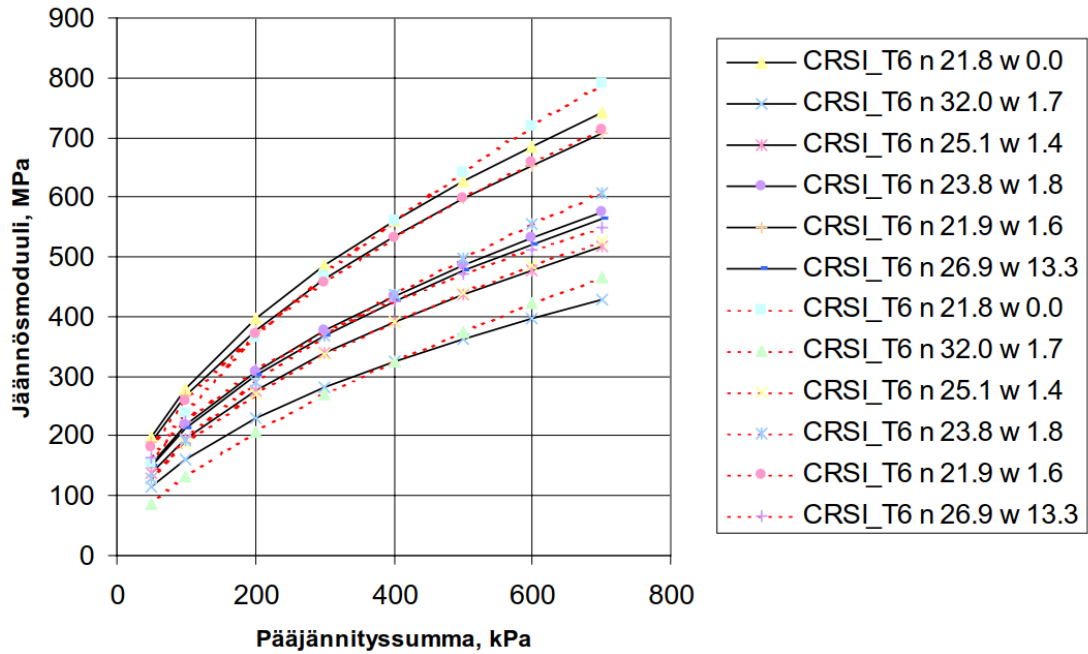
Raekokojakauma vaikuttaa käytettävän materiaalin jäykkyyteen ja sitä kautta materiaalilla saavutettavaan kantavuuteen. Rakeisuuskäyrän muoto määrää suurelta osin sen, minkä raekoon omaavien rakeiden kautta kuormitus materiaalissa kulkee. Optimaalisen rakeisuudenkäyrän ns. Fullerin käyrän omaavat materiaalit jakavat kuormitusta parhaiten kaikkien raekokojen kautta. Puolestaan paljon suuria rakeita omaavat ns. roikkuvan rakeisuuskäyrän maamateriaalit jakavat kuormitusta lähinnä suurien rakeiden kautta ja niiden väliin jäävä hienompi materiaali jää löyhään tilaan. Kalliomurskeilla tehdyissä kokeissa on huomattu paremmin suhteistuneilla materiaaleilla saavutettavan parempia kantavuuksia kuin lajittuneilla murskeilla. (Juvankoski & Laaksonen 2001, s. 26)

Soramurskeilla on yleisesti tavattu, yleensä muodonmuutosmoduulia heikentävänä ominaisuutena esiintyvä, ns. hiekkapattia, jolla tarkoitetaan hiekan raekokoalueelle sijoittuvien laitteiden suurta osuutta. Teoreettisten tarkastelujen perusteella on todettu, että tällainen tasarakeinen osa materiaalista heikentää sen tiivistymistä ja näin ollen heikentää materiaalin muodonmuutosmoduulien arvoja. (Kolisoja 1996a, s. 34)

Kiviaineksen lajittuneisuudella tai suhteistuneisuudella on myös vaikutusta materiaalien moduuliarvoihin. Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelmassa esitetyissä koesarjoissa todettiin suhteistuneilla materiaaleilla (kuva 2.3) korkeimmat moduuliarvot saavutettavan osittain vedellä kyllästyneinä ja puolestaan lajittuneilla materiaaleilla (kuva 2.4) korkeimmat moduuliarvot saavutettiin täysin kuivina. Luonnonsoramateriaalien

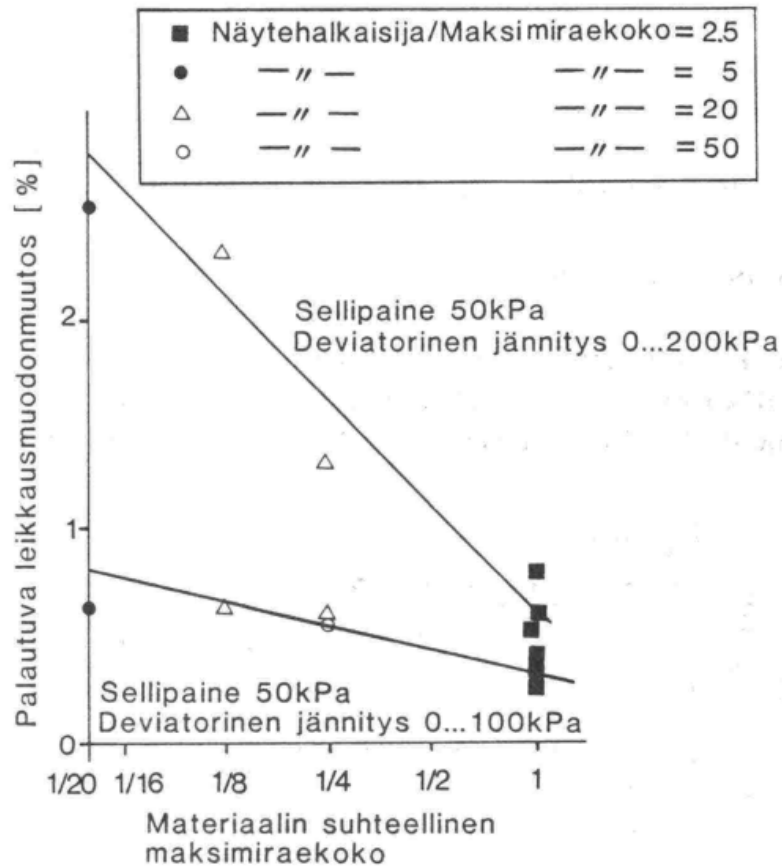
moduulien todettiin tutkimuksessa saavan hieman sora- ja kalliomurskeita pienempiä moduuliarvoja. (Kolisoja 1993b)

Kalliomurske



Kuva 2.3 Lajittuneen kalliomurskeen jäykkyysmoduulit pääjännityssumman funktiona ($K-\theta$ mallin kaava 2.2, yhtenäinen viiva; tiiviystilan huomioiva lineaarinen kaava 2.1, katkoviiva, näytteen nimen perässä huokoisuus n %:ina ja vesipitoisuus w %:ina (Kolisoja, 1997; Juvankoski & Laaksonen 2001).

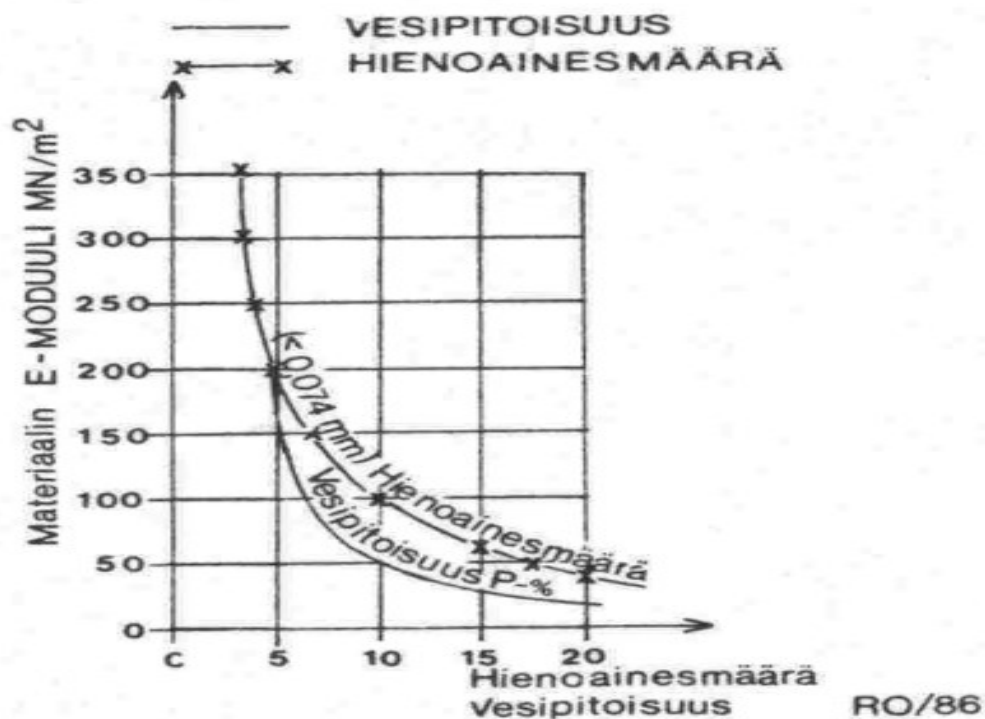
Maksimiraekoon vaikutusta muodonmuutosominaisuuksiin on Suomessa tutkittu murskatuilla kiviaineksilla sekä dynaamisella kolmiaksaalikokeella että syklisellä levykuormituskokeella. Syklisellä levykuormituskokeella on osoitettu saavutettavan jopa nelinkertainen moduuli, kun maksimiraekokoa kasvatetaan 20 mm:stä 55 mm:iin. Myös Nottinghamin yliopistossa tehtyjen koesarjojen perusteella (kuva 2.4) maksimiraekoon pienentäminen vaikuttaa alentavasti muodonmuutosmoduuliin. (Kolisoja 1993a, s. 73)



Kuva 2.4 Maksimiraekoon vaikutus palautuvaan leikkausmuodonmuutokseen dolomiittikalkkikivellä (Thom, N.H. 1988, s.134 ; Kolisoja 1993, s. 73)

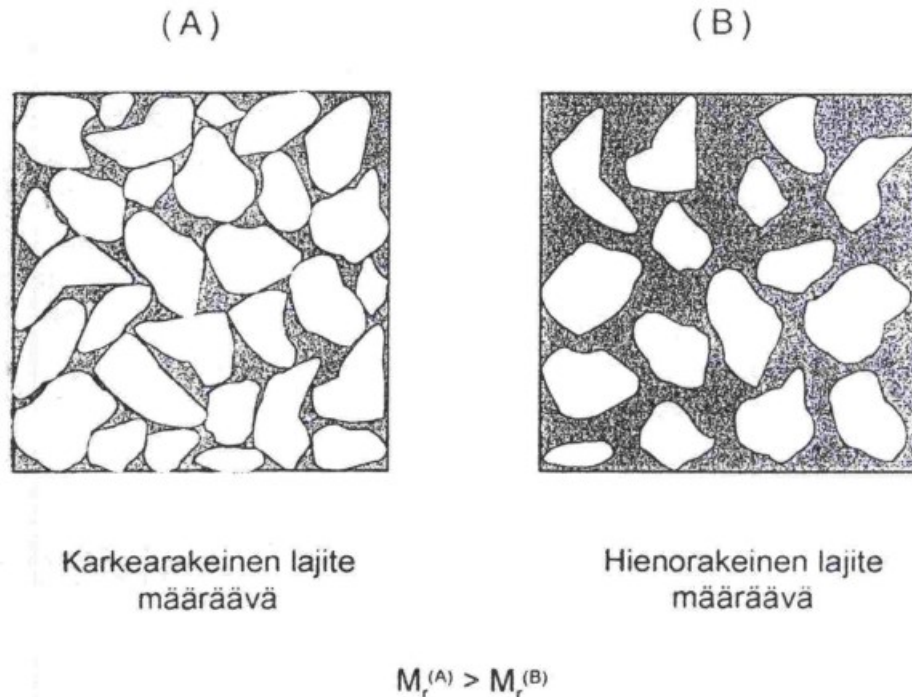
2.3 Hienoainespitoisuus

Hienoainespitoisuus karkearakeisissa materiaaleissa tarkoittaa alle #0,063 mm lajitteen osuutta materiaalin kuivapainosta ja savipitoisuus tarkoittaa alle #0,002 lajitteen osuutta kuivapainosta. Kentältä saatujen kokemusten ja havaintojen mukaan hienoainesmäärän kasvu ja sallittujen raja-arvojen ylitys alentaa herkästi materiaalin kantavuutta. Myös vesipitoisuuden kasvu yhdessä hienoainespitoisuuden kanssa aiheuttaa moduulien pienenemistä (kuva 2.5). (Tielaitos 1990, liite 8)



Kuva 2.5 Hienoainesmäärän ja vesipitoisuuden vaikutus E-moduuliin (Tielaitos 1990, liite 8)

Karkeiden rakeiden ollessa materiaalissa vallitsevia materiaaliin kohdistuvat jännitykset siirtyvät niiden keskinäisten kontaktipintojen välityksellä ja hienoaines jää karkeiden rakeiden välisiin tiloihin. Hienoainesmäärän kasvaessa kaikki hienoaines ei enää mahdu karkeiden rakeiden väleihin, jolloin karkeat rakeet eivät enää pääse suoraan kontaktiin keskenään ja materiaalin raerunko menettää jäykkyyttään (kuva 2.6).



Kuva 2.6 Periaate hienoainesmäärän vaikutuksesta karkearakeisen materiaalin mekaaniseen käyttäytymiseen (Kolisoja 1996a, s. 32).

Kuitenkaan pelkästään hienoainesmäärä ei kerro materiaalin herkkyydestä kantavuuden heikentymiseen, vaan suuri merkitys on hienoaineksen rakeisuudella. Etenkin saven eli alle #0,002 mm lajitteen pitoisuuden kasvu ennakoii ongelmia kantavuudessa. (TIEL 732816 1990, liite 8) Lisäksi hienoaineksen muilla ominaisuuksilla on suuri merkitys materiaalin jäykkyyteen ja muodonmuutoskäyttäytymiseen. Osa hienoaineksista on hyvin vettä itseensä sitovia ja saattavat aiheuttaa partikkeleiden pinnalle vesipatjoja. Hienoaineksella voi kuitenkin olla myös muodonmuutosmoduulia parantavia ominaisuuksia, kun vesipitoisuus materiaalissa on kohtalaisen alhainen. Tällöin hienoaines saa materiaalissa aikaan näennäistä koheesiota, joka parantaa materiaalin muodonmuutosmoduulin arvoja vesipitoisuuksien ollessa alhaisia (kuva 2.7). (Kolisoja 1996a, s. 33)

2.4 Raemuoto ja rakeiden pinnankarkeus

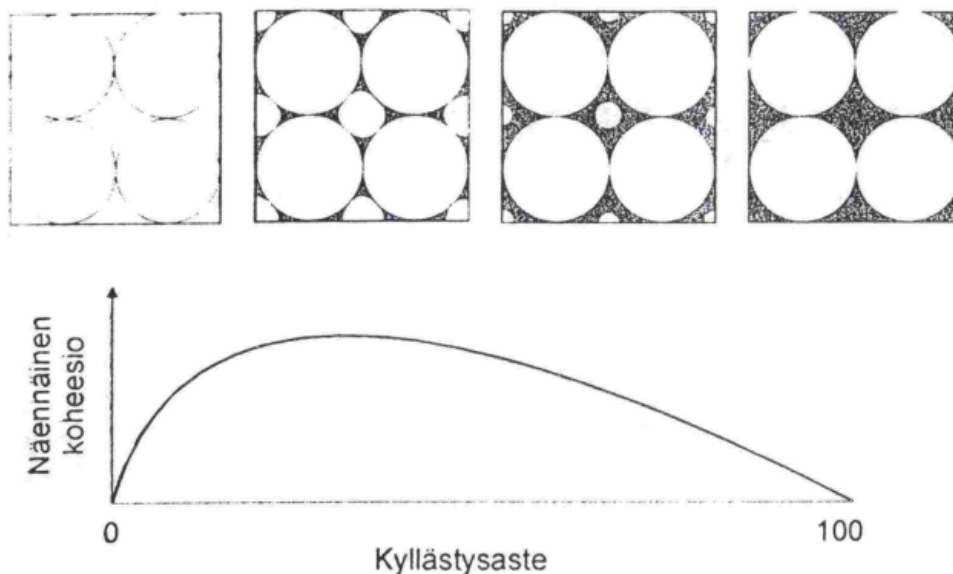
Raemuotoa kuvataan ns. muotoarvolla, joka määritetään raekokolajitteista rakeiden kohdistuorina dimensioina. Rakeet voidaan jakaa muotonsa mukaan kulmikkaisiin, litteisiin ja pitkulaisiin rakeisiin. Raemuodolla on vaikutusta käytännössä lähinnä materiaalin tiivistymiseen, mutta toisaalta litteät rakeet ovat herkempiä murtumiselle kuin esimerkiksi kulmikkaat rakeet. Tämä saattaa johtaa suuren litteysluvun ja heikon lujuusarvon omaavilla materiaaleilla suurempiin pysyviin muodonmuutoksiin ja näin ollen heikompään muodonmuutosmoduulien arvoihin. (Kolisoja 1996a, s. 35)

Raemuodon ja pinnankarkeuden vaikutuksia muodonmuutosmoduuleihin on kuitenkin tutkittu kohtalaisen vähän ja niiden vaikutuksen yleisesti käytetyillä ja hyväksytyillä materiaaleilla on arveltu olevan muihin ominaisuuksiin verrattuna pieni. Kuitenkin raidesepelillä tehdyillä kokeilla on saatu tuloksia, joiden mukaan terävsärmäisillä rakeilla saavutetaan parempia moduuleja kuin pyöristyneillä rakeilla (Nurmikolu & Kolisoja 2010). Merkittävämmän raemuodon on todettu vaikuttavan tiivistymiseen ja sen kautta epäsuorasti muodonmuutosmoduuleihin. (Kolisoja 1996a, s. 35)

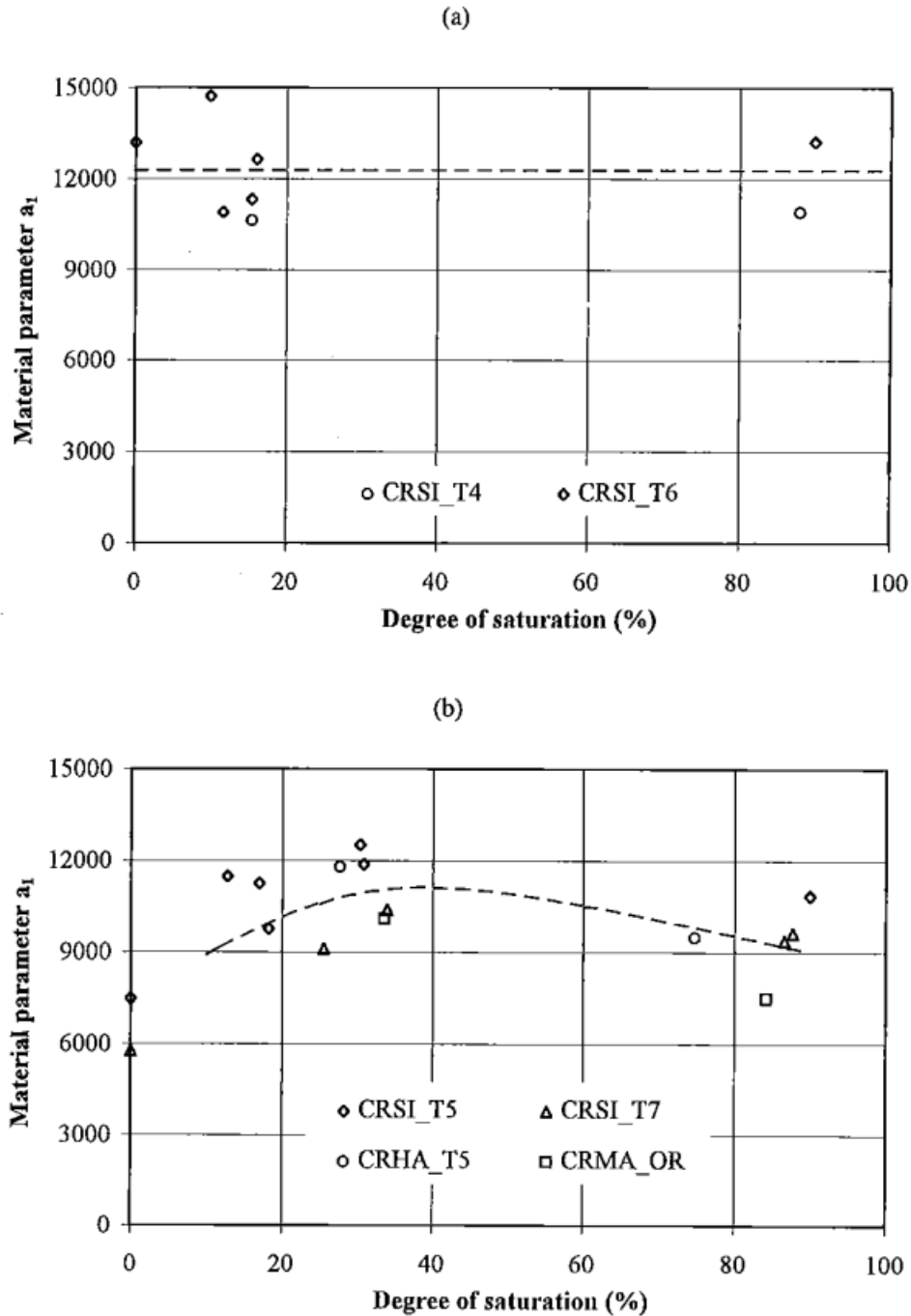
Puhuttaessa maamateriaaleista vaikuttaa niiden ominaisuuksiin myös rakeiden mineralogia, joka myös osaltaan määrää sen, minkälaisia pintaominaisuuksia kiviaines saa käsitteilyn yhteydessä. Lisäksi kiviaineksen mineralogia vaikuttaa kiviaineksen pysyvyyteen eli sen kykyyn vastustaa sekä fysikaalista ja kemiallista rasitusta rakenteissa. Mineralogia määrää kiviaineksen lujuusominaisuuksia ja näin ollen etenkin murskaamalla valmistettujen kiviaineksien herkkyyteen menettää moduuliinkin vaikuttavia ominaisuuksiaan. (Juvankoski, M. & Laaksonen, R. 2001)

2.5 Vesipitoisuus

Karkearakeisissa materiaaleissa vesipitoisuudella on todettu olevan sekä edullisia että epäedullisia vaikutuksia muodonmuutosmoduulien kannalta. Pienillä vesipitoisuuksilla on todettu olevan positiivinen vaikutus karkearakeisten materiaalien muodonmuutosmoduuleihin. Tämän on todettu johtuvan ns. näennäisestä koheesiosta, jonka aiheuttaa huokostiloissa vaikuttava veden pintajännitys. Näennäisen koheesion suuruuteen vaikuttavat niin kiviaineksen mineralogia, pintaominaisuudet kuin myös vallitseva huokoskoko materiaalissa. (Kolisoja 1993a, s.76-78)



Kuva 2.7 Näennäisen koheesion ja kyllästysasteen periaatteellinen riippuvuus (Kolisoja 1996a, s. 28)



Kuva 2.8 Kaavan 2.3 mukaisen materiaaliparametrin a_1 vaihtelu kyllästysasteen mukaan a) avoimen raerungon omaavilla materiaaleilla ja b) suhteistuneilla tai paljon hienoainesta sisältävillä materiaaleilla. (Kolisoja, 1997)

Kuvassa 2.8 esitetty parametri a_1 vaikuttaa materiaalin jäykkyysmoduuliin yhtälön 2.3 mukaisesti. Parametrin a_1 kasvaessa kasvaa myös materiaalin jäykkyysmoduuli.

$$M_r = a_1(n_{max} - n)\theta_0\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{0.5} \quad (2.3)$$

missä

n on huokoisuus

n_{\max} on kokeellisesti määritetty huokoisuuden maksimiarvo

θ on pääjännitysten summa

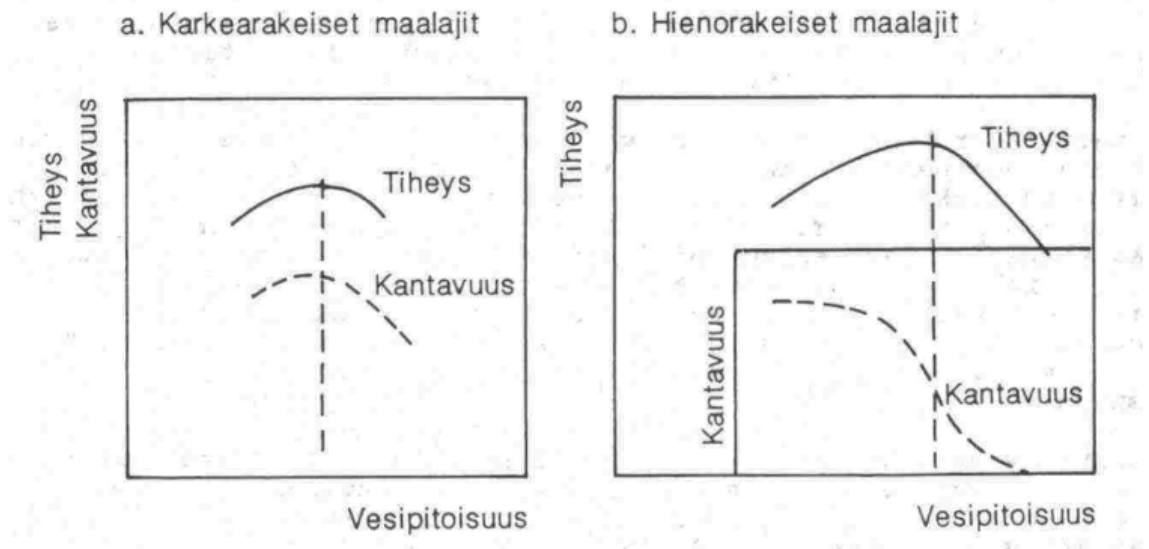
θ_0 on referenssijännitys 100 kPa

a_1 on materiaalin laadusta riippuva parametri.

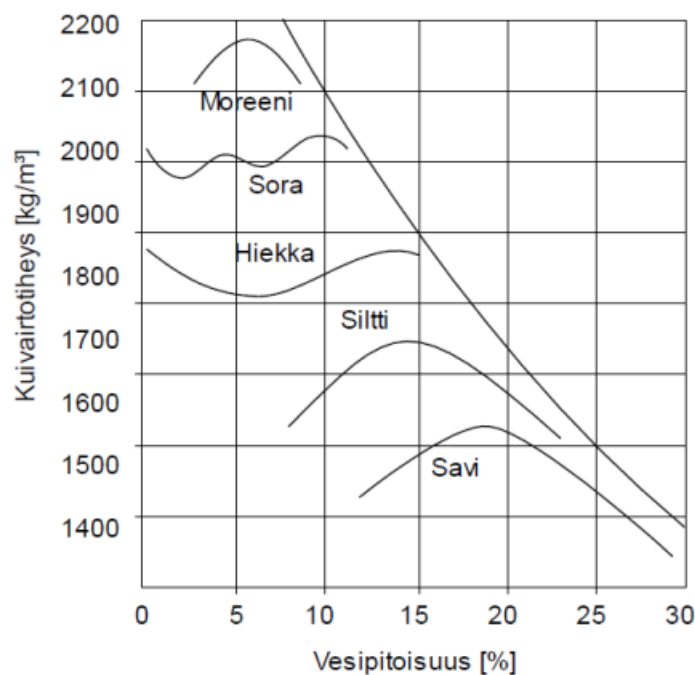
Näennäisen koheesion vaikutus todellisessa maarakenteessa riippuu paljon materiaalin rakeisuusjakaumasta. Periaatteessa enemmän hienoaainesta omaavissa materiaaleissa sen vaikutus on suurempi kuin karkearakeisemmilla materiaaleilla, joissa jännitykset kulkevat lähinnä isoimpien rakeiden välityksellä.

Epäedullinen vaikutus vesipitoisuudella on silloin, kun materiaali on täysin tai lähes vedellä kyllästynyt ja materiaalin raerunko on sellainen, että se mahdollistaa huokosveden ylipaineen muodostumisen. Kuormituksen alla materiaalin huokostila pienenee, jolloin kyllästyneessä tilassa olevaan materiaaliin saattaa muodostua huokosveden ylipainetta, jos materiaalin vedenläpäisevyys ei ole riittävä kuormituksen kasvunopeuteen nähden. Erittäin haitallinen ilmiö on silloin, kun kuormitus toistuu syklisenä ja huokosveden ylipaine ei ehdi poistua kuormitusten välillä. Tällöin rakenteeseen syntyy herkästi palautumattomia muodonmuutoksia. (Kolisoja 1996a, s. 29)

Kiviainesmateriaaleille voidaan määrittää ns. kriittinen kyllästysaste, jonka jälkeen materiaalin muodonmuutosmoduulit pienenevät rajusti. Suurimmat muodonmuutosmoduulit materiaaleilla saavutetaan optimivesipitoisuudessa tai hieman sitä alhaisemmassa vesipitoisuudessa. Kuvassa 2.9 on esitetty vesipitoisuuden vaikutusta kantavuuteen ja tiheyteen. (Tielaitos, 1990)



Kuva 2.9 Vesipitoisuuden vaikutus kantavuuteen ja tiheyteen (Tielaitos 1990, liite 8)



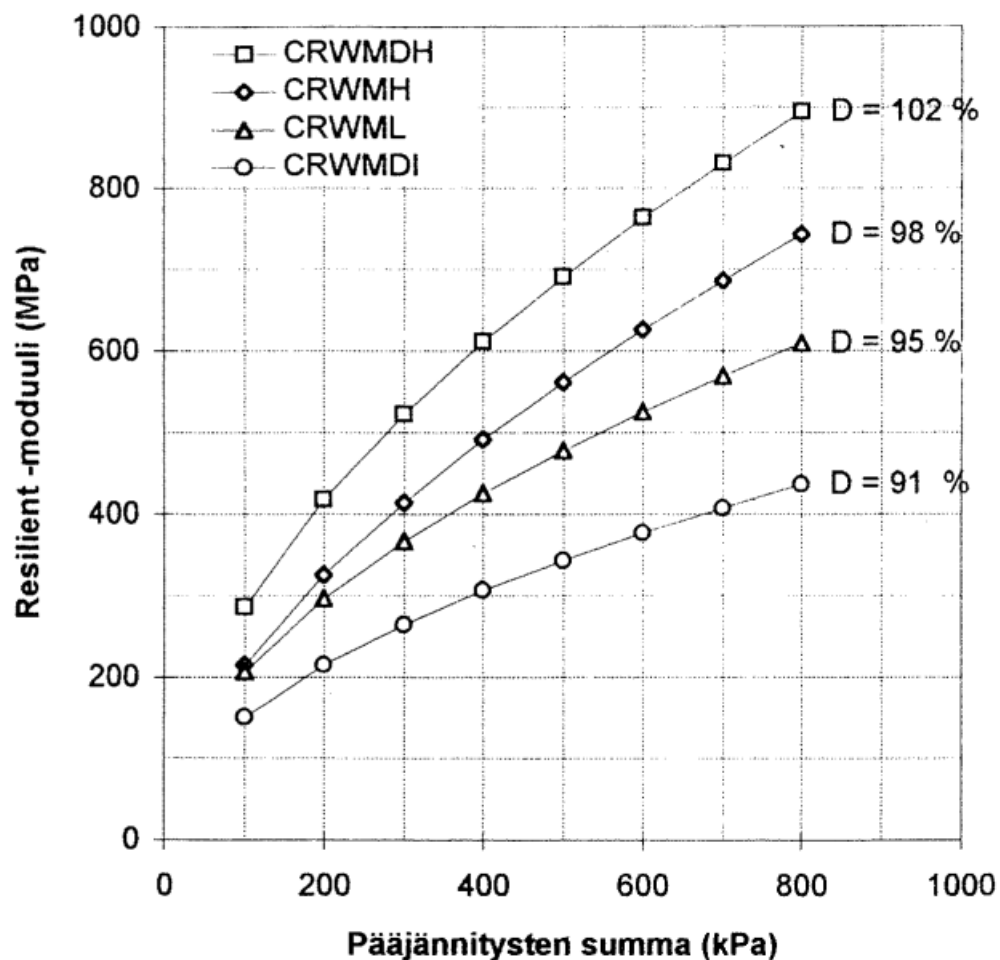
Kuva 2.10 Vesipitoisuuden vaikutus luonnonmateriaalien tiivistymiseen (Kalliainen et al. 2011).

Kuvan 2.9 kuvaajista voidaan nähdä, että karkearakeisilla materiaaleilla paras kantavuus saavutetaan materiaalin maksimitiheydellä, jolloin materiaali myös on optimivesipitoisuudessaan. Hienorakeisilla materiaaleilla taas paras kantavuus saavutetaan materiaalin ollessa suhteellisen kuivaa. Toisaalta taas tällöin materiaalilla ei saavuteta maksimitiheyttä. Jos hienorakeista materiaalia kastellaan optimivesipitoisuuteen ja saavutetaan maksimitiheys niin kantavuusarvot alkavat jo alentua. Oleellisinta olisikin materiaalin tiivistäminen lähellä optimivesipitoisuutta, jonka jälkeen rakenteen annettaisiin kuivua. Täl-

löin kysymykseen tulee myös rakenteen hyvä kuivatus. Yleisesti siis pieni kosteus määrä materiaalissa parantaa karkearakeisten materiaalien kantavuutta, kuitenkin optimivesipitoisuuden suuri ylitys ja kriittisen kylläisyyden läheneminen saattaa laskea moduuliarvoja jopa 30-50 % (Juvankoski, M. & Laaksonen, R. 2001).

2.6 Tiiviystila

Tiiviystilan on todettu olevan jännitystilän ohella yksi merkittävimmistä kiviaineksen muodonmuutosmoduuliin vaikuttavista tekijöistä (Kolisoja 1996b; Kolisoja 1996a). Samalle materiaalille tehdyillä dynaamisilla kolmiakselialikokeilla on saatu jopa kaksinkertaisia moduuleja tiiviissä tilassa verrattuna löyhään tilaan (kuva 2.11).



Kuva 2.11 Tiiviystilan vaikutus suhteistuneen kalliomurskeen jäykkyysmoduuliin. D on materiaalin tiiviysaste verrattuna Proctor-kokeesta saatuun maksimitiiviuteen. (Kolisoja 1993c)

Tiiviissä tilassa maapartikkelit ovat pakkaantuneet pienempään tilaan ja partikkeleilla on enemmän kontakteja vieressä oleviin partikkeleihin, jolloin systeemiin kohdistuva kuormitus jakaantuu useammalle partikkelille. Tällöin tarvitaan suurempi kuormitus

partikkelien liikkeiden aikaansaamiseksi rakenteessa ja näin muodonmuutoksien syntymiseen. Löyhässä tilassa maapartikkeleilla on enemmän tilaa liikkua ja muodonmuutosten syntyminen on tämänkin takia helpompaa. (Kolisoja 1996a, s. 25)

Rakenteissa tiiviystilaa verrataan yleensä parannetusta Proctor-sullonnasta saatuihin maksimikuivairtoteiheyksiin, jos mittaukset tehdään käyttäen ns. suoria mittausmenetelmiä eli vesivolymetriä tai radiometrisiä mittauksia. Yleisesti nykyisellään tiiviysvaatimuksia tarkkaillaan kantavuusmittauksien avulla, jolloin oletetaan tiiviyyden olevan riittävä kun tietty suhde kantavuusarvojen E_1 ja E_2 välillä alittuu. Tiiviysuhteelle on määritetty vaatimukset InfraRYL:ssä. Se, käytetäänkö suoraa tiiviyyden mittausmenetelmää vai tiiviysuhdetta kantavuusarvoista, riippuu myös rakenteen materiaalista.

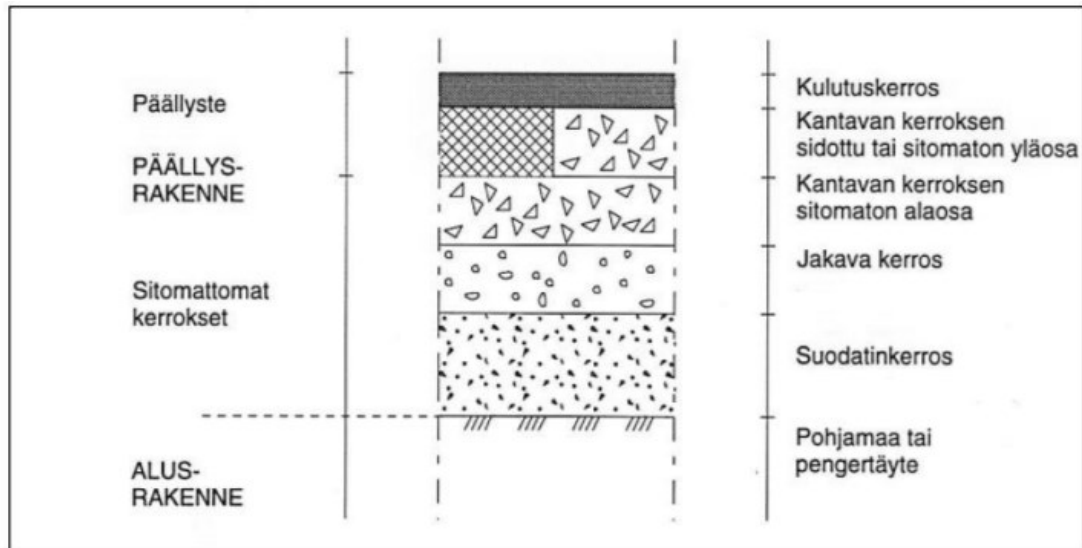
3. KATU- JA RAITIOTIERAKENTEEN KANTAVUUS

Puhuttaessa väylärakenteiden kantavuudesta tarkoitetaan rakennettujen rakenteiden pinnalta mitattavaa kokonaisjäykkyyttä. Sekä rakenteella että raitiotien pohjarakenteella tulee olla riittävä kantavuus, joka voidaan saavuttaa oikeilla rakennekerrosratkaisuilla, joiden tulisi perustua alusrakenteen mitattuihin ja arvioituihin kokonaisjäykkyyksiin. Alusrakenteen tasainen kokonaisjäykkyys indikoi käyttäytymiseltään tasalaatuista alustaa, jonka päällä suunniteltu rakenne toimii suunnitellusti. Rakenteiden riittämätön kantavuus saattaa aiheuttaa raidegeometrian epätasaisuutta ja lisätä sekä raitiotierakenteiden että katurakenteiden korjaustarvetta. Katu- ja raitiotierakenteiden kantavuuteen vaikuttavat useat tekijät, joita ovat muun muassa kiviainesmateriaalien ominaisuudet, pohjamaan ominaisuudet ja rakennekerroksien määrä ja paksuudet.

Pohjamaan kokonaisjäykkyyden ja rakennekerrostenpaksuuksien määrittäminen oikein on raitiotien pitkäaikaistoimivuuden kannalta tärkeää, etenkin kun raitiotie tullaan rakentamaan kohtalaisen ohuiden maakerrosten ja betonilaatan varaan. Tässä luvussa käsitellään raitiotie- ja katurakenteen ominaisuuksien vaikutuksia sen kantavuuteen.

3.1 Kadun rakenne

Suomessa on tie- ja katurakenteiden yhteydessä yleisesti käytössä joustava päällysrakenne, joka koostuu useista eri kerroksista (kuva 3.1). Tierakenteissa päällysteenä on yleensä bitumisella sideaineella sidottu joustava kulutuskerros, jonka alapuoliset kerrokset ovat sitomattomia. Katurakenteissa päällyste saattaa olla myös kiveystä. Kantavan kerroksen yläpinta voi olla myös sidottu. Sitomattomat kerrokset ovat tavallisesti kantava, jakava ja suodatinkerros.

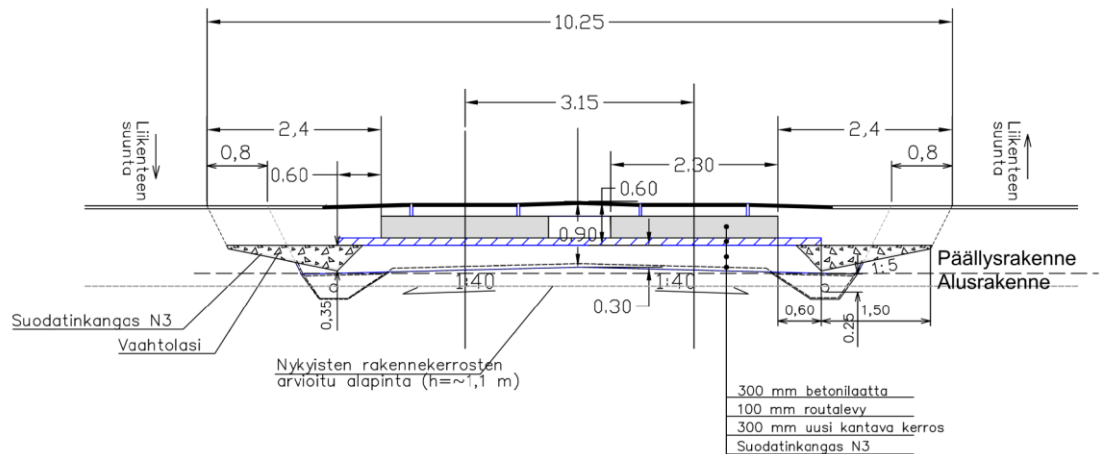


Kuva 3.1 Joustavan päällysrakenteen rakennekerrokset (Ehrola, 1996)

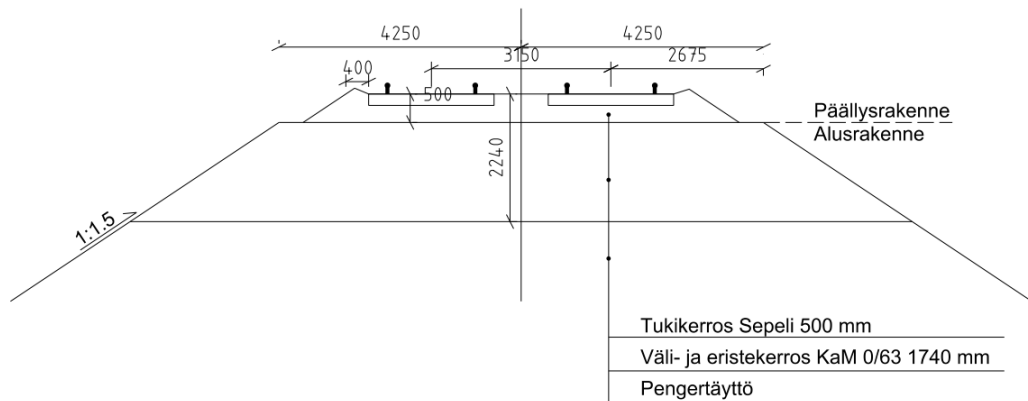
Kerroksellisen rakenteen käytölle on kaksi kantavaa filosofiaa. Ensinnäkin rakenteessa voidaan käyttää laadultaan eritasoisia materiaaleja, sillä rakenteeseen aiheutuvat jännitykset pienenevät alaspäin mentäessä. Tällöin laadukkaita ja kalliimpia materiaaleja tarvitaan vain rakenteen pintaosissa. Toiseksi rakenteelle saadaan luonnollisesti paksumutta routimista vastaan. (Ehrola, 1996)

Katurakenteen rakenneosat on esitetty julkaisussa *Katu 2002* –julkaisussa. Kadun rakennekerrokset ovat samat kuin tierakenteella paitsi suodatin- ja jakavasta kerroksesta käytetään nimitystä tukikerros.

Tampereen raitiotiehankkeessa vanhojen katurakenteiden tai osittain uusittujen rakenteiden varaan rakennettaessa käytetään rakennetyyppinä jäykkää päällysrakennetta vastaavia kerroksia. Raiteet perustetaan jäykän raudoitettun betonilaatan varaan. Betonilaatan alla käytetään XPS –eristelevykerrosta, kun betonilaatan alla ei ole riittäviä routimattomia kerroksia. Lisäksi routalevyjen alla tulee olla vähintään 300 mm routimatonta materiaalia. Tässä diplomityössä alusrakenteella tarkoitetaan pohjamaata tai pengertäytettä mukaan lukien leikkaustason alapuolelle jääviä vanhoja katujen rakennekerroksia. Kuvassa 3.2 on esitetty kiintoraiteen tyyppipoikkileikkaus ja kuvassa 3.3 sepeliraitteen tyyppipoikkileikkaus.

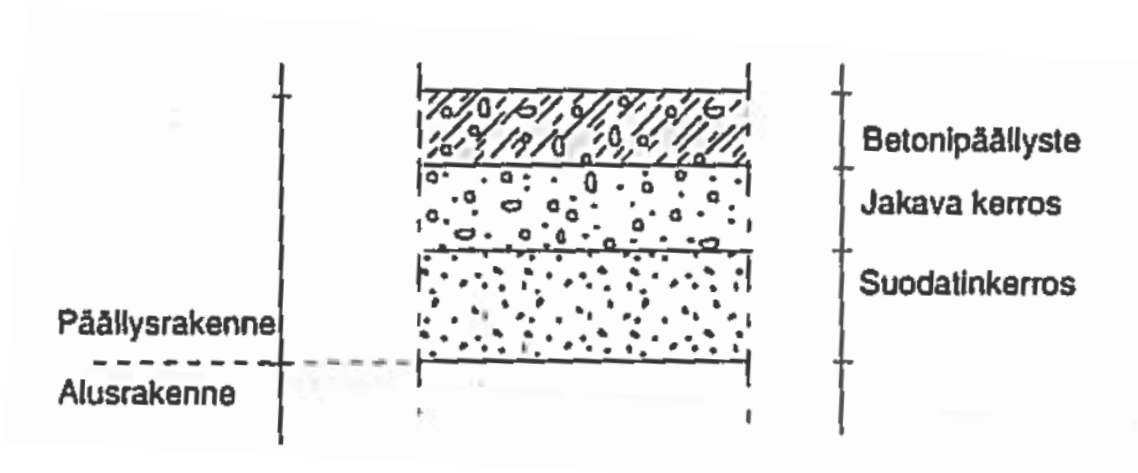


Kuva 3.2 Kiintoraidelaattaosuuden tyypipoikkileikkaus (Tampereen raitiotieallianssi).



Kuva 3.3 Tyypipoikkileikkaus penkereellä olevasta sepeliraiteesta (Tampereen raitiotieallianssi).

Kiintoraitteen päällysrakenne vastaa käytännössä tierakenteissa käytettyä jäykkää päällysrakennetta, jotka ovat betonipäällysteisiä. Kuvassa 3.4 on esitetty jäykän päällysrakenteen perusratkaisu. Kiintoraidelaatta on vahvasti raudoitettu laatta, sillä sen täytyy kestää raitiotievaunusta aiheutuvat vetojännitykset. Yliajettavilla tai yhteiskäyttökais-
toilla betonilaatta on päällystetty kulutuskerroksena toimivalla asfalttikerroksella.



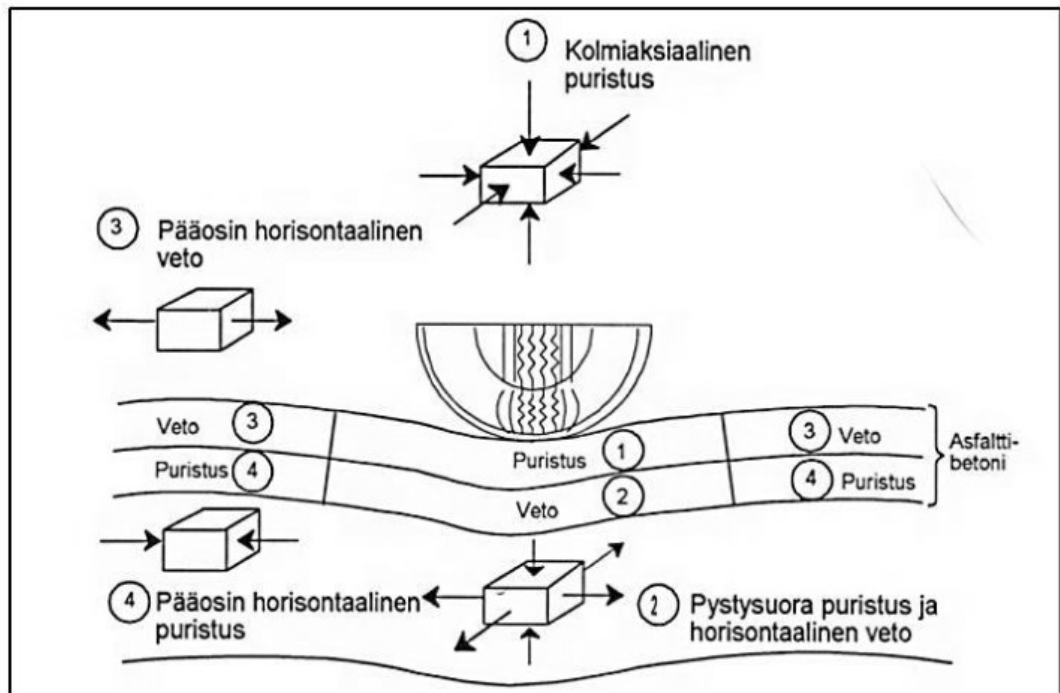
Kuva 3.4 Jäykän päällysteen periaaterakenne (Ehrola, 1996).

3.2 Kuormituksen jakautuminen katu- ja ratarakenteessa

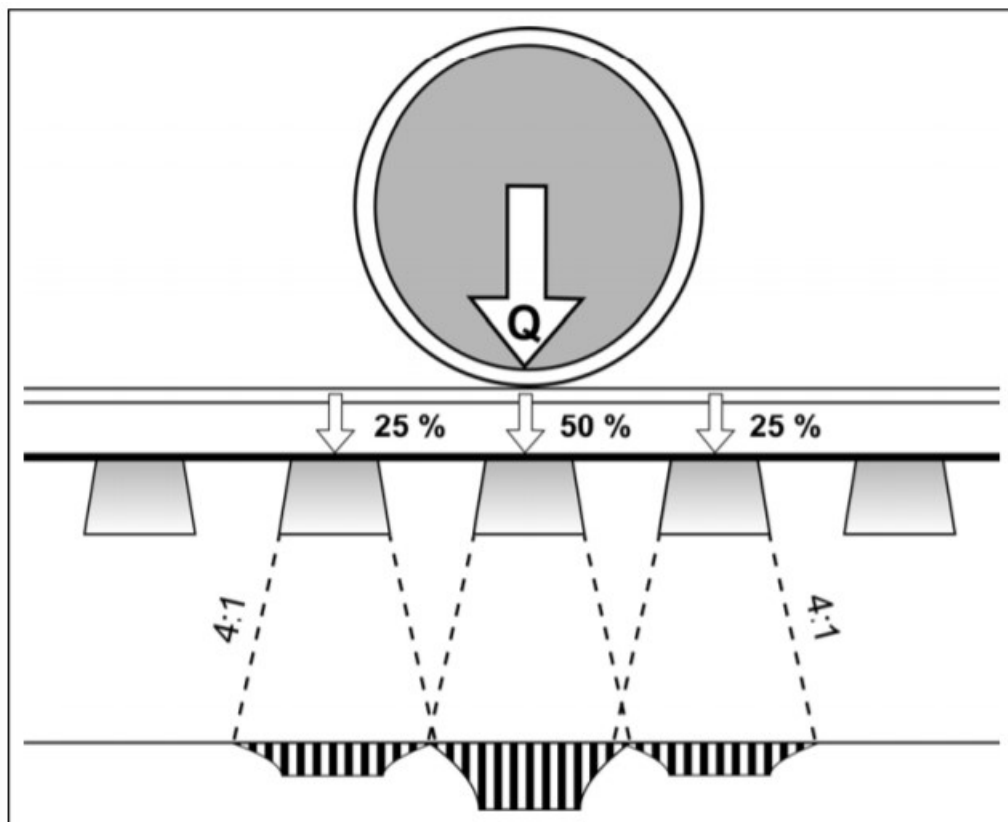
Katurakenteeseen syntyy sen pinnalla liikkuvasta renkaasta monimutkainen jännitystila. Koko rakenne taipuu kuormituksen alla, jolloin kuormitusvaikutukset ulottuvat sekä suoraan renkaan alle että sen ympäristöön. Pistemäisessä tarkastelussa kuormasta aiheutuvat jännitystilat voidaan jakaa neljään erilaiseen tapaukseen (kuva 3.5):

1. Kolmiaksisiaalinen puristus pyörän alla päällysteen yläosassa
2. Vetojännitys tien pituus- ja poikkisuunnassa sekä pystysuuntainen puristus renkaan alla päällysteen alaosassa
3. Kuormituksen vaikutusalueen reunaosissa renkaan molemmin puolin tien pituussuuntainen vetojännitys renkaan kulkusuunnassa sekä poikkisuuntainen vetojännitys renkaan sivuilla päällysteen alaosassa.
4. Kuormituksen vaikutusalueen reunaosissa renkaan molemmin puolin tien pituussuuntainen puristusjännitys renkaan kulkusuunnassa sekä poikkisuuntainen puristusjännitys renkaan sivuilla päällysteen alaosassa. (Ehrola, 1996)

Ratarakenteissa junakuorman ajatellaan jakautuvan kiskoilta ratapölkyille niin, että suoraan pyörän alla olevalle pölkyille tulee 50 % kuormasta ja tämän viereisille pölkyille molemmille 25 % kuormasta. Pölkyiltä kuorman ajatellaan jakautuvan tukikerrokseen 4:1 kaltevuudessa (Liikennevirasto, 2014). Kuorman jakautumisperiaate on esitetty kuvassa 3.6.



Kuva 3.5 Tienpinnan taipuma kuormitetun pyörän alla ja siitä aiheutuvat jännitykset päällysteellä (Ehrola, 1996)



Kuva 3.6 Pystysuoran junakuorman jakaantuminen ratapölkyltä penkereelle (Liikennevirasto, 2014).

Niin katu- kuin ratarakenteessakin sitomattomiin kerroksiin vaikuttaa vain puristusjännitys, sillä sitomattomat materiaalit eivät kykene ottamaan vastaan vetoa. Katurakenteessa kriittisimmät jännitykset ovat sidotun kerroksen alapintaan syntyvä vetojännitys sekä sitomattomien kerrosten yläpintaan syntyvä puristusjännitys. Päälysrakenteen alapinnan vetojännitys aiheuttaa erityisesti päällysteen väsymishalkeilua. Niin raiderakenteilla kuin katurakenteilla riittävä alusrakenteen jäykkyys vähentää päällysteelle (asfaltti tai betonilaatta) syntyviä rasituksia ja näin ollen parantaa rakenteen kuormituskestävyyttä.

3.3 Alusrakenteen ominaisuudet

Tien ja katurakenteen suunnittelu perustuu useimmiten Ödemarkin mitoitusyhtälöön, jonka yksi lähtöparametri on pohjamaan jäykkyyttä kuvaava kimmomoduuli (E-moduuli) (Jämsä, 1985). Ödemarkin mitoitusyhtälön mukaan jokaisen rakennekerroksen päältä mitattavan jäykkyyteen eli kantavuuteen vaikuttaa olennaisesti sen alapuolisen maakerroksen kimmomoduuli. Pohjamaan sekä kiviaineksien kimmomoduuliin vaikuttavia tekijöitä on useita ja niitä on esitetty luvussa 2. Alusrakenteella tarkoitetaan yleensä leikkauksen kohdalla luonnontilaista pohjamaata tai penkereen tapauksessa penger-täytettä (Ehrola, 1996). Tässä diplomityössä raitiotierakenteen alusrakenteella tarkoitetaan kiintoraidelaatan tapauksessa (kuva 3.2) pohjamaata mukaan lukien leikkaustason alapuoliset vanhat rakennekerrokset. Sepeliraiteen tapauksessa (kuva 3.3) alusrakenteella tarkoitetaan raiteen tukikerroksen alapuolisia rakenteita.

Nykyisten Liikenneviraston ohjeistusten mukaan alusrakennetta luokitellessa käytetään seitsemään eri määritelmää. Nämä määritelmät ovat kuiva, märkä, veden virtaus sivulta, sekalaatuinen, tasalaatuinen, pehmeä savi sekä jäykkä, kiinteä savi. **Kuiva**-luokan alusrakenne on kyseessä, kun pengerkorkeus on suurempi kuin mitoitusroudansyvyys S tai leikkaukset, joissa pohja-, orsi ja pintaveden pinta on pysyvästi syvemmällä kuin $S + 0,5$ m tasausviivasta. **Märäksi** luokitellaan alusrakenne, jota ei edellisten kohtien perusteella voida osoittaa kuivaksi eli pohjaveden pinta (HW) ylittää tason $tsv - S + 0,5$ m, mutta ei ylitä tasoa $tsv - 1,2$ m. **Veden virtaus sivulta** koskee paikkoja, joissa routarajalle kulkeutuu vettä tien sivulta niin että veden lämpömäärällä on vaikutusta roudan syvyyteen ja se aiheuttaa epätasaista routimista. Tällaiset kohteet on kuivatettava vastamaan vähintään luokkaa märkä.

Sekalaatuinen: Pohjamaa on sekatasalaatuista silloin, kun mitoitusroudansyvyyden (S) rai louherakenteilla syvyyden $S + 0,5$ m yläpuolelle ulottuu:

- a) läpimitaltaan yli 0,5 m lohcareita routivassa pohjamaassa.
- b) täytettäviä sarkaojia, salaojaputkia, viemäreitä tms.
- c) kallionpinta, jonka sijainti (syvyys) vaihtelee rakenteen alapinnan ja edellä mainitun rajasyvyyden välillä
- d) selvästi muusta pohjamaasta poikkeavia maakerroksia, jotka voivat olla:

- paremmin vettäjohtavia eli ympäristöään karkeampia kerroksia (tien sivulta tai alta vettä purkavia kerroksia, lähteitä tms.)
- vettä padottavia eli ympäristöään hienorakeisempia kerroksia
- routivia (savisia, silttisiä) kerroksia routimattomassa maassa
- routimattomia (hiekkaisia) kerroksia routivassa maassa. (Tiehallinto, 2004)

Tasalaatuisia ovat alusrakenteet, jotka eivät ole sekalaatuisia eikä esiinny veden virtausta sivulta. Savipohjat lajitellaan jäykkään, kiinteään saveen (leikkauslujuus $s_u > 40$ kPa) sekä pehmeään saveen (leikkauslujuus $s_u < 40$ kPa). Jäykkien savien paksuus tulee olla lisäksi yli yksi metri. (Tiehallinto, 2004)

Tien alusrakenteen tai pohjamaan kelpoisuusluokat, routaturpoama (t) ja kimmomoduuli (E) kelpoisuusluokittain on esitetty taulukossa 3.1. Kelpoisuusluokka määräytyy materiaalin rakeisuuskäyrän perusteella. Rakeisuus määritetään pesuseulonnalla ja tarvittaessa areometrikokeella. Luokittelu tehdään huomioiden alusrakenteen ylin, yhden metrin paksuinen kerros, kun pintamaat (humus, multa yms.) on poistettu. Kelpoisuusluokka kuvaa maamateriaalin soveltuvuutta tierakenteeseen, penkereeseen, erilaisiin täyttöihin tai tien alusrakenteeksi. (Tiehallinto, 2004)

Taulukko 3.1 Alusrakenteen kelpoisuusluokat. (Tiehallinto, 2004)

Kelpoisuusluokka	Läpäisy-% pesuseulon-nassa		Routaturpoama t (%)		E -moduuli (MPa)		Informatiivisia tietoja		
	0,063 mm seula	2 mm seula	Kui-va	Mär-kä	Kui-va	Mär-kä	Geo-maalaji-luokka	Routi-vuus	Mahdolli-nen käyttö-kohde
S1	alle 7	alle 70	0	0	100	100	Sr, srHk (SrMr, srHkMr)	routi-maton	jakava kerros
S2 ¹⁾	7 – 15	alle 70	0	3	70	50	SrMr, srHkMr	lievästi routiva	penger, stabilointi
S3	16 - 30	alle 70	3	6	50	35	SrMr, srHkMr	routiva	penger kuivana
S4	31 - 50	alle 70	6	12	35	20	siSrMr sisrHkMr	routiva	penger kuivana
H1	alle 7	yli 70	0	0	70	70	Hk, (HkMr)	routi-maton	suodatin
H2 ²⁾	7 - 15	yli 70	3	3	50	50	Hk, HkMr	lievästi routiva	suodatin
H3	16 - 30	yli 70	6	12	35	20	Hk, HkMr	routiva	penger kuivana
H4	31 - 50	yli 70	6	12	35	20	siHk, siHkMr	routiva	penger kuivana
U1	yli 50		12	16	20	20	Si, SiMr, kerrall. Sa/Si ³⁾	erittäin routiva	maaston muotoilut, läjitys
U2	yli 50			6 ⁴⁾		35	jäykkä Sa ⁵⁾	routiva	
U3	yli 50			6 ⁴⁾		10	pehmeä Sa ⁵⁾	routiva	
U4				6		10	Lj	routiva	

1) Kuuluu luokkaan S1, jos läpäisyprosentti 0,02 mm kohdalla on alle 3.

2) Kelpoisuusluokan H2 hiekka, joka täyttää suodatinkerroksen laatuvaatimukset ja näytteet tutkitaan ohjeen TYLT Kerros- ja pengerrakenteet mukaisesti: E = 70 MPa, t = 0 % (vaikka muuten E olisi pienempi ja t olisi suurempi).

3) Kerrallinen savi/siltti (Sa/Si) on maata, jossa saven joukossa on ainakin paikoin silttikerroksia tai sitäkin karkeampia (vettä johtavia) kerroksia.

4) Saven paikallinen routaturpoama voidaan määrittää myös takaisinlaskennalla lähistön olemassa olevan tien routanousuhavainnoista.

5) Savi (Sa) on jäykkä, kun siipikairalla määritetty leikkauslujuus on vähintään 40 kPa ja pehmeä, kun leikkauslujuus on alle 40 kPa.

Kadun alusrakenteiden kantavuusluokat on esitetty InfraRYL:ssä ja alusrakenteen kantavuus arvioidaan normaalisti pohjamaan maalajin perusteella. Jos penkereen paksuus on vähintään 1 m, kantavuusluokkana käytetään penkereen luokkaa. Jos puolestaan pengerpaksuus on alle 1 m, käytetään pohjamaan kantavuusluokkaa. Myös muut alusrakenteen pinnassa olevat varsinaista pohjamaata paremmin kantavat maakerrokset rinnastetaan tässä suhteessa pengertäytteeseen. (InfraRYL, 2015)

Taulukko 3.2 Kadun alusrakenteen kantavuusluokat (InfraRYL, 2015)

Maalaji	Tarkennus	Lyhennys	Luokka
Kallio	Kallio	Ka	A
	louhe	Lo	
	murske	M	
Kivet		Ki	A
Sora		Sr	B
Soramoreeni	routimaton	rton SrMr	C
	routiva	SrMr	E (F)
Hiekka	routimaton karkea	rton kaHk	C
	routimaton keskikarkea	rton keHk	D
	routimaton hieno	rton hHk	D E
	routiva keskikarkea	keHk	E
	routiva hieno	hHk	E (F)
Hiekkamoreeni	routimaton	rton HkMr	D E
	routiva	HkMr	E (F)
Siltti		Si	F (G, E)
Silttimoreeni		SiMr	
Savi	kuivakuori ($h \geq 1$ m)	kuivak. Sa	E
	sitkeä ($Su \geq 25$ kPa)	Sa	F (E)
	pehmeä ($Su < 25$ kPa)	Sa	G
Lieju		Lj	G
Turve		Tv	

Kantavuus

A = 300 MN/m²
 B = 200 MN/m²
 (150...280)
 C = 100 MN/m² (70...150)
 D = 50 MN/m² (35...70)
 E = 20 MN/m² (15...35)
 F = 10 MN/m² (5...15)
 G = 5 MN/m²

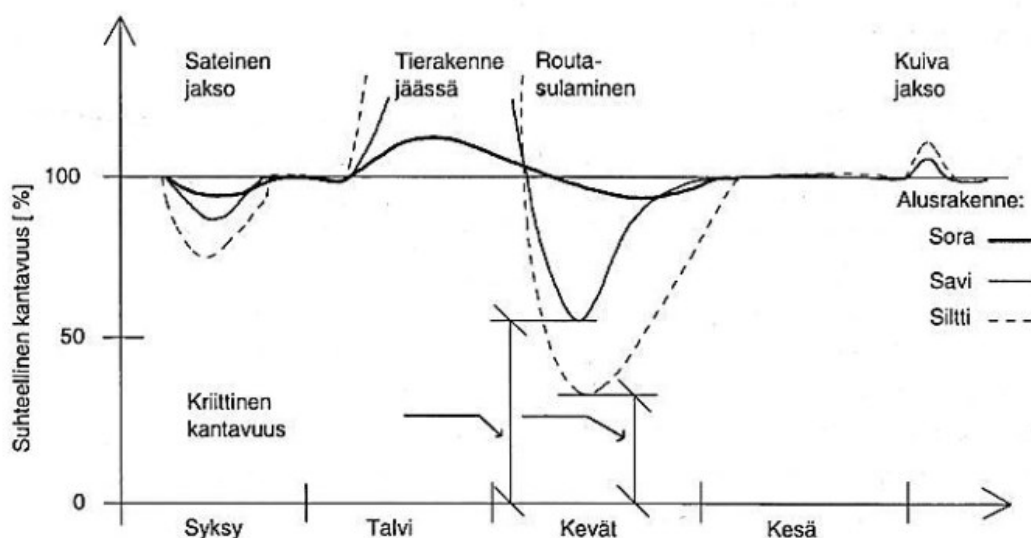
Taulukkoon 3.2 liittyvät huomautukset (InfraRYL, 2015)

- 1) Routiva murske, routivaa maata sisältävä louhe ja kivet rinnastetaan vastaavaan routivaan maalajiin
- 2) Kantavuudeksi voidaan valita 35 MN/m², jos kyseessä on kuiva pengeri tai jos hienoainespitoisuus on enintään 20 % ja paikka ei ole märkä, ks. Huomautus 4.
- 3) Siipikairauksella todettu suljettu leikkauslujuus.
- 4) Suluissa olevaa kantavuusluokkaa käytetään, kun maa-aines on märkää lopullisessa alusrakenteessa eli pohjaveden etäisyys alusrakenteen pinnasta on alle 1m tai paikkaan kerääntyy pintavesiä
- 5) Penkereessä kuivana.

Alusrakenteen kimmomoduuli kertoo maamateriaalin käyttäytymisestä kuormituksen alaisena. Mitä alhaisempi on pohjamaan kantavuus, sitä alhaisempi kantavuus voidaan saavuttaa katurakenteen pinnalta. Tämä tarkoittaa sitä, että heikommalla pohjamaalla joudutaan käyttämään laadukkaampia materiaaleja tai kasvattamaan kerrospaksuuksia.

3.4 Ympäristöolosuhteiden vaikutus kantavuuteen

Katurakenteeseen vaikuttaa monenlaisia ympäristötekijöitä, joita ovat muun muassa kosteus, vesi katurakenteissa, lämpötilanvaihtelut, auringonsäteily, routaantuminen sekä roudan sulaminen. Kadun kantavuuteen vaikuttavat näistä erityisesti kosteus, vesi rakenteissa sekä roudan sulaminen. Ympäristötekijöiden vaikutusta rakenteiden kantavuuteen on havainnollistettu kuvassa 3.7.



Kuva 3.7 Kantavuuden vuodenaikainen vaihtelu eri alusrakenteilla (Ehrola, 1996)

Vettä pääsee rakenteisiin useita eri reittejä pitkin. Sadevesi voi imeytyä pinnasta rakenteisiin päällysteen halkeamista, pohjavesi voi nousta kapillaarisesti rakenteisiin materiaalien ollessa hienoainespitoisia. Myös puutteellinen kuivatus saattaa aiheuttaa veden pidättäytymistä rakenteissa ja näin heikentää kantavuutta. (Dawson & Kolisoja, 2006)

Routaantuminen eli maan jäätyminen parantaa katu- ja tierakenteiden kantavuutta. Kuitenkin pitkien pakkasjaksojen aikana jäätymisalue saattaa saavuttaa pohjamaan tai routivan kerroksen, jolloin rakenne saattaa routia. Tämän edellytyksenä on kuitenkin, että rakenteeseen on mahdollista imeytyä vettä routarajan alapuolelta. Yleensä katurakenteet on mitoitettu niin, että niissä sallitaan tietyn verran routanousua eli rakenteet eivät ole routimattomia. Rakenteen routanousut johtuvat rakenteeseen muodostuvista jäälinsseistä, joiden tilavuus on suurempi kuin rakenteessa olevan veden, jolloin tilavuudenmuutos heijastuu rakenteenpinnassa nousuna. (Tiehallinto, 2002) Raitiotiehankkeessa yhdistetään käytännössä routimaton ratarakenne lievästi routivaan katurakenteeseen, joten

suurten epätasaisuuksien välttämiseksi rakenteisiin tarvitaan poikittaisia siirtymärakenteita eli routakiiloja. Routakiilat on suunniteltu vaahtolasirakenteina.

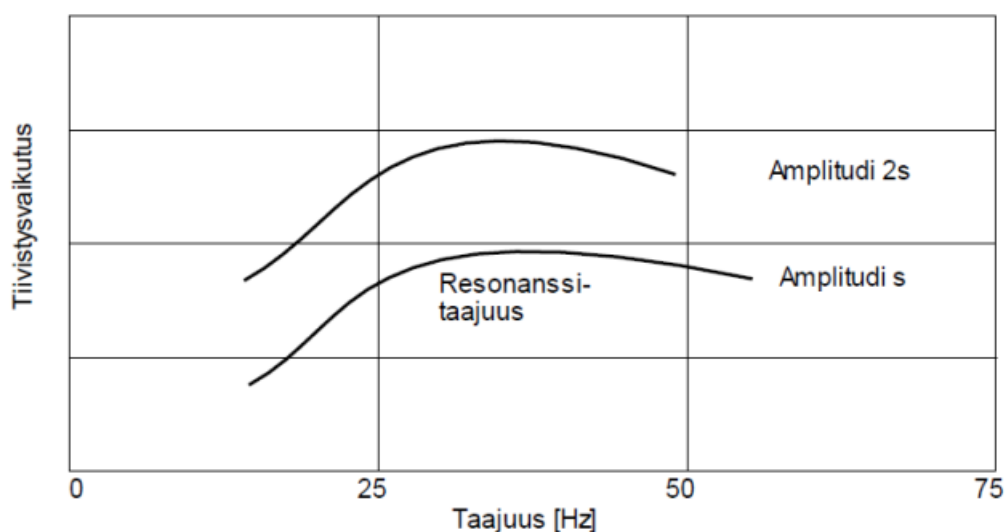
Kantavuuden heikkenemisen ja vaurioiden syntymisen kannalta kevät on otollisinta aikaa, sillä routa alkaa sulaa pinnasta, jolloin jäätä vapautuva vesi jää jumiin rakenteisiin. Jäätä vapautuva vesi ei pääse poistumaan sillä pohjamaa on vielä jäässä eikä vesi pääse imeytymään maaperään. Lisäksi kuivatusjärjestelmät saattavat olla vielä jäässä. Rakennekerrokset kyllästyvät vedellä, jolloin kuormituksen alla huokosveden paine kasvaa ja heikentää kantavuutta. Lisäksi dynaamiset kuormitukset saattavat aiheuttaa hienoaineksen pumppautumista ylempiin rakennekerroksiin ja näin heikentää rakennekerrosten materiaaleja. (Tiehallinto, 2002)

3.5 Tiivistyksen vaikutus

Rakennekerrosten tiivistämisellä tarkoitetaan maamateriaalin pakkaamista tiiviimpään, jolloin sen tiheys (t/m^3 tai kN/m^3) kasvaa ja huokostila pienenee. Tiivistämisessä materiaakerrokseen siirretään energiaa, jolla materiaalin rakeet pyritään saamaan järjestyseen uudelleen tiiviimpään järjestykseen. Tiivistyksellä pyritään pääsemään mahdollisimman lähelle materiaalin maksimitiheyttä, jolloin myös materiaalin muodonmuutosominaisuudet paranevat, kuten aiemmin käsiteltiin. Hyvällä tiivistämisellä ehkäistään myös rakenteiden tiivistymistä liikenneväylän käyttöönoton jälkeen ja näin ollen pienennetään rakennekerrosten urautumista. Lisäksi kun rakenteen jäykkyys kasvaa, jakaantuvat rasitukset rakenteessa paremmin ja näin ollen pohjamaalle aiheutuvat rasitukset pienenevät, jolloin myös pohjamaanurautumisen todennäköisyys pienenee. (Dawson & Kolisoja 2006)

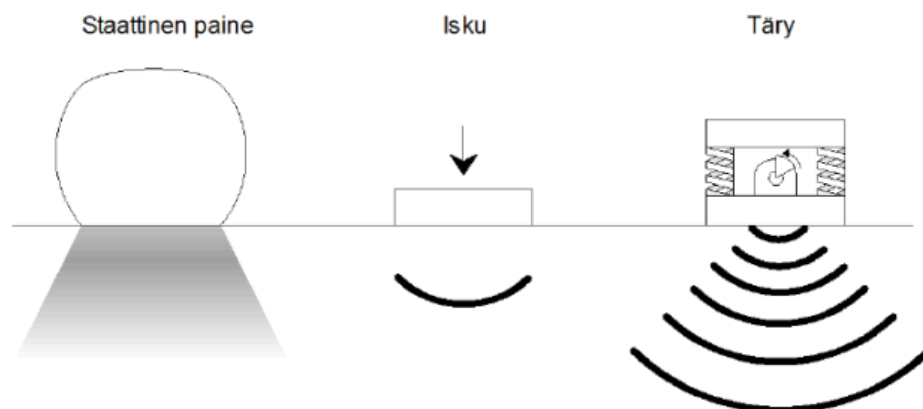
3.5.1 Tiivistyskaluston merkitys tiivistyksessä

Rakenteita voidaan tiivistää siirtämällä energia rakennekerrokseen staattisen paineen, iskun tai tärytyksen avulla. Normaalisti karkearakeisten materiaalien tiivistämiseen käytetään lähes yksinomaan tärytiivistystä. Tärytiivistys on tehokkainta maaperän resonanssitaajuuksilla noin 13-27 Hz. Resonanssitaajuuden käyttö tekee kuitenkin jyrän liikkeistä epämiellyttäviä ja rasittaa koneita mekaanisesti, joten täryliikkeen taajuudet on valittu noin 25-50 Hz taajuuksilta. Edellä mainitulla taajuuden muutoksella ei ole todettu olevan vaikutusta tiivistyksen tehokkuuteen, mutta amplitudin vaikutus on todettu suureksi. (Kalliainen et al. 2011)



Kuva 3.8 Täräilyliikkeen taajuuden ja amplitudin periaatteellinen vaikutus tiivistymisen tehokkuuteen. Amplitudin muuttuja s tarkoittaa amplitudin suuruutta, jonka yksikkö on millimetri. (Kalliainen et al. 2011)

Tiivistyskaluston oikealla valinnalla on merkittävä osa rakenteiden tiiviyden ja sitä kautta materiaaleilta hyödynnettävän kantavuuden saavuttamisessa. Maarakenteita voidaan tiivistää periaatteessa kolmella eri pääperiaatteella (kuva 3.9), mutta katu- ja rata-rakenteissa käytössä on lähinnä täräydyräys, joka tosin osittain yhdistää sekä staattisen paineen että täräytyksen.



Kuva 3.9 Maarakenteiden tiivistysmenetelmät (Kalliainen et al. 2011)

Valittava jyrätyyppi riippuu tiivistettävänä olevasta materiaalista sekä materiaalin alusrakenteesta ja pohjamaasta. Käytännössä kohteeseen valitaan jyrä, joka soveltuu mahdollisimman hyvin oletettaviin pohjamaan olosuhteisiin ja tavoiteltaviin kerralla rakennettaviin kerrospaksuuksiin. Taulukossa 3.3 on esitetty InfraRYL:stä (2015) löytyvä

ohjeistus kerrospaksuuksille ja jyrätyypille sekä jyrätyypin soveltuvuudesta eri rakennekerroksille. Kuitenkin tarvittavat jyräyskerrat kannattaa suurempimittakaavaisessa tiivistystyössä määrittää koejyräyksellä. Koejyräyksellä saadaan selvitettyä kyseessä olevissa olosuhteissa, käytettävällä materiaalilla ja käytössä olevalla kalustolla vaadittu ylityskertamäärä. InfraRYL:n ohjeistus on kuitenkin suuntaa antava ja sillä voidaan arvioida tarvittavat jyräyskerrat koetiivistystä varten.

Taulukko 3.3 Tiivistyskoneiden ohjeellinen jyräskertamäärä eri kerrospaksuuksilla maa-aineksen ollessa lähellä optimivesipitoisuutta (InfraRYL, 2015)

Jyrätyyppi	Paino, t	Ylityskertojen ohjearvo															
		Suodatin-/eristyskerros		Jakava kerros / välikerros		Kantava kerros		Tien tai kadun alusrakenne			Tien tai kadun alusrakenne			Louhe		Radan pengertäyttö	
		0,25	0,5	0,25	0,4	0,2	0,3	H ¹⁾ ≤ 30			H ¹⁾ > 30			0,8	1,0	0,4	0,8
Kerrospaksuus enintään, m		0,25	0,5	0,25	0,4	0,2	0,3	0,25	0,5	0,8	0,25	0,5	0,8	0,8	1,0	0,4	0,8
Täryjyrät ²⁾																	
- vedettävät	> 5	4	7	5	8	5	9	3	6	11	3	7	13	6 ₁₂₎	7 ¹²⁾	5	5 ¹²⁾
- 2 täryvalssia	> 5	3	4	3	5	3	6	2	4	8	2	4	8	—	—	—	—
- 1 täryvalssi	> 5	4	7	5	8	6	9	3	6	11	3	6	11	5 ₁₃₎	7 ₁₃₎	5	5 ¹³⁾
Kumipyöräjyrät ³⁾	< 20 ₄₎	6	—	8	—	10	—	6	—	—	6	—	—	—	—	—	—
	> 20 ₅₎	4	8	6	12	8	12	4	8	14	3	6	11	—	—	10	—
Staatitset valssijyrät ⁶⁾	> 10	—	—	—	—	10	—	7	—	—	7	—	—	—	—	—	—
Pyöräkuormaimet ⁷⁾	> 40	—	—	—	—	—	—	4	8	14	3	7	13	—	—	—	—
Puskutraktorit ⁸⁾	> 10	—	—	—	—	—	—	4	—	—	6	—	—	—	—	—	—
Sorkkajyrät ⁹⁾	7...10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10)	10)	—	—	—	—	—
Tärylevyt ¹¹⁾	> 0,05	6	—	7	—	6	—	5	—	—	6	—	—	—	—	—	—
	> 0,1	5	—	6	—	6	—	4	—	—	5	—	—	—	—	—	—
	> 0,2	4	—	5	—	5	—	3	—	—	4	—	—	—	—	—	—
	> 0,4	3	—	4	—	4	—	3	—	—	3	—	—	—	—	—	—

1) H = hienoaainespitoisuus (0,063 mm:n seulan läpäisy-%).

2) Eivät sovellu runsaasti koheesioainesta sisältävien maalajien tiivistämiseen. Amplitudi aluksi noin 1,5 mm ja viimeiset ylityskerrat < 1 mm, penkereen ja suodattimen jyräysnopeus 1...3 km/h, jakavan ja kantavan 3...6 km/h. Viivakuorma > 1,5 t/m.

3) Eivät sovellu runsaasti koheesioainesta sisältävien maalajien tiivistämiseen, rengaspaine soraisilla maalajeilla 500 kPa ja hiekkaisilla maalajeilla 300 kPa, jyräysnopeus yli 5 km/h.

4) Pyöräpaino > 2 t.

5) Pyöräpaino > 3 t.

6) Eivät sovellu märkien silttien maalajien tiivistämiseen. Viivakuorma > 5 t/m.

7) Eivät sovellu märkien silttien maalajien tiivistämiseen.

8) Soveltuvat ohuiden kerrosten ja märkien silttien tiivistämiseen.

9) Soveltuvat silttien ja savien tiivistämiseen.

10) Urakoitsijan on esitettävä käyttämänsä sorkkajyrän tekniset tiedot (myös sorkan pituus, sorkan pään pinta-ala) ja työntekijöille annettavat jyräysohjeet.

11) Käytetään yleensä ahtaiden alueiden ja kaivantojen täytössä kitkamaalajien tiivistämiseen. Teho riittää yleensä vain ohuen kerroksen (100...250 mm) tiivistämiseen. Parempaan tiivistystehoon päästään tärylevyillä, joiden pohja on muotoiltu siten, että alkutiivistyksen jälkeen levy tiivistää pienemmällä pinta-alalla ja siten suuremmalla pintapaineella.

12) Paino vähintään 8 t.

13) Paino vähintään 13 t.

3.5.2 Kastelun merkitys tiivistyksessä

Kastelun merkitys tiivistyksessä perustuu vahvasti kiviainesmateriaalin taipumukseen saavuttaa maksimitiheytensä optimivesipitoisuudessa. Kastelulla siis pyritään saattamaan materiaali lähelle optimivesipitoisuuttaan, jolloin materiaalilla on mahdollista saavuttaa kadun ja radan rakenteissa vaadittuja tiiviysasteita. Esimerkiksi Kalliainen *et al.* (2011, s. 3) on todennut etenkin kalliomurskeiden kastelun olevan erittäin tärkeää tiivistyksen yhteydessä.

Kalliaisen *et al.* (2011) mukaan kalliomurske tiivistyy selkeästi paremmin lähellä optimivesipitoisuuttaan kuin kuivana. Kalliomurske sisältää yleensä vain vähän hienoainesta ja sen optimivesipitoisuus on yleensä pieni, joten kasteluun ei tarvita paljoa vettä. Kalliomursketta ei Kalliaisen *et al.* (2011) mukaan voi käytännössä kastella liikaa, sillä sen vedenläpäisevyys on yleensä suuri. Pehmeillä pohjamailla täytyy kuitenkin muistaa pohjamaan häiriintymisherkkyys eikä vettä kannata käyttää liikaa.

Myös luonnonmateriaaleilla todettiin kastelun parantavan rakenteiden tiivistymistä ja saavutettavia kantavuuksia. Tosin luonnonmateriaaleilla todettiin, että optimivesipitoisuuden ylittäminen ei enää paranna kantavuuksia. (Kallianen *et al.* 2011)

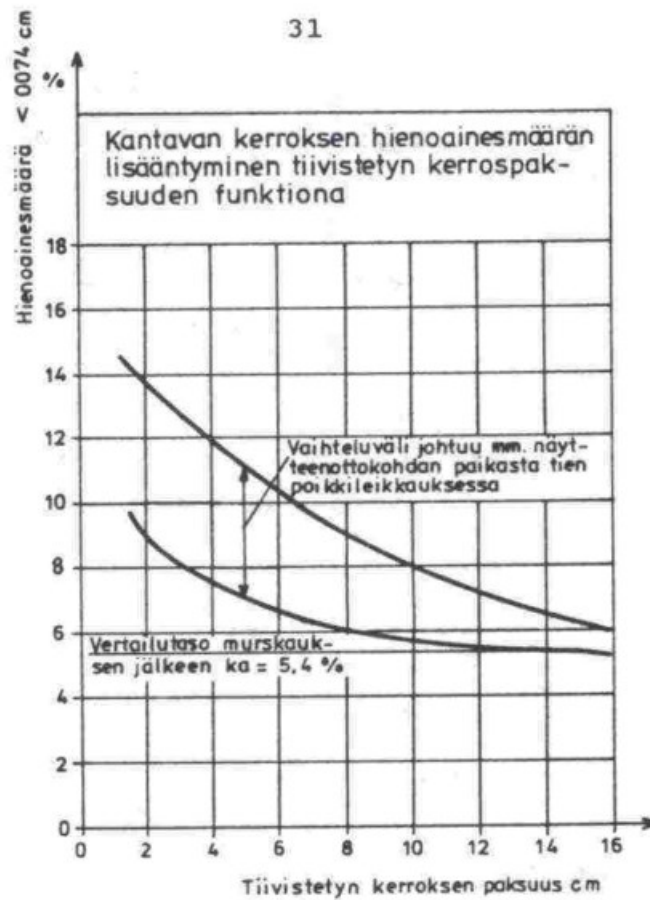
Taulukko 3.4 Ohjeelliset optimivesipitoisuudet ja maksimikuivatiheydet (Tiehallinto, 2005)

Maalaji	Optimivesipitoisuus %	Maksimikuivatiheys t/m
Murske	4	2,1
Sora, soramoreeni	7	2,1
Hiekka	10	1,9
Siltti	20	1,7
Hiekkamoreeni ja silttimoreeni	7	2,2

3.5.3 Tiivistystavan merkitys tiivistyksessä

Kiviaineksen liikajyräystä ja liian raskaan jyräyskaluston käyttöä suhteessa kerrospaksuuteen on kuitenkin syytä välttää, sillä ne saattavat aiheuttaa kiviaineksen hienonemista. Hienoneminen puolestaan johtaa materiaalin ominaisuuksien muuttumiseen ja näin saattaa heikentää rakenteelta saavutettavaa kantavuutta. Kiviainesmateriaali hienonee joka tapauksessa aina hieman jyräyksen vaikutuksesta. Se, kuinka merkittävää hienoneminen on, riippuu kiviaineksen lujuus- ja muoto-ominaisuuksista. Ohuilla kerrospak-

suuksilla hienoneminen on voimakkaampaa kuin paksuilla kerroksilla (kuva 3.10), kuitenkin paksujenkin kerrosten pinta hienonee enemmän kuin muu osuus kerroksesta.



Kuva 3.10 Havaintoja kiviaineksen murskautumisesta ja hienoainesmäärän lisääntymisestä tiivistyksen aikana eri kerrospaksuuksilla. Kuvassa esitetty ohuita kerrospaksuuksia verrattuna normaaleihin tiivistettäviin kerrospaksuuksiin (Tielaitos, 1990)

Kalliaisen et al. (2011) tutkimuksessa huomattiin, että rakenteen pinnan tiivistäminen ennen kantavuusmittauksia paransi jonkin verran saatuja kantavuusarvoja. Heidän mukaansa huomionarvoista oli etenkin tiivistyssuhteen pieneneminen kalliomurskeilla. Luonnonmateriaaleilla vaikutus tiivistyssuhteeseen ei ollut yhtä voimakas.

Taulukko 3.5 Levykuormituskoetulokset tiivistysmenetelminä täryjyryä ja täryjyryä, jonka jälkeen tiivistys ilman täryä. (Kalliainen et al. 2011)

Koerakenne	Täryjyryä		Täryjyryä ja valssaus	
	E2 (Mpa)	E2/E1	E2 (Mpa)	E2/E1
8 (M)	199	5.94	229	2.97
9 (M)	183	5.35	195	2.41
10 (M)	164	7.10	199	2.47
11 (L)	158	4.92	174	2.45
12 (L)	155	4.22	169	4.86
13 (L)	134	5.16	183	2.13
14	136	5.12	147	5.46

Kalliainen et al. (2011) mukaan tehokkain tiivistystapa on aloittaa tiivistys kastelulla ja staattisella kuormituksella, jolloin lajittuminen on vähäisempää. Tämän jälkeen rakenne tiivistetään täryttämällä. Tiivistystyön tehokkuus on riippuvainen tiivistettävän kerroksen paksuudesta ja pohjamaan ominaisuuksista. Alhaisen moduulin eli huonon kantavuuden omaavalla pohjamaalla tiivistysenergia häviää osittain pohjamaahan muodonmuutoksiin ja yhtä hyviä tiiviyksiä ei saavuteta kuin kantavalla pohjamaalla. Huonosti kantavalla pohjamaalla parhaana ratkaisuna saavutettavan tiiviiden kannalta on käyttää ohuita kerralla tiivistettäviä rakennekerroksia ja matalaa amplitudia. Tämä kuitenkin on hidasta ja normaali käytäntö on rakentaa alin kerros mahdollisimman paksuna, jolloin pyritään välttämään pohjamaan häiriintymistä. Tällöin kuitenkin rakennekerroksen alin osa jää vääjäämättä löyhään tilaan eikä alaosissa saavuteta yhtä hyvää jäykkyyttä ja tiiviyttä. (Kalliainen et al. 2011)

3.6 Katu- ja raitiotierakenteiden kantavuusvaatimukset

3.6.1 Kantavuusmittauksen periaate

Tampereen raitiotiehankkeella rataosat rakennetaan suurilta osin nykyisten katurakenteiden varaan kiintoraidelaatan päälle. Kiintoraidelaatan alle vaaditaan jäykkyydeltään riittävän kantava pohja, jotta laattaan ei synny lisärasituksia pohjamaasta. Kantavuuden mitoitus perustuu rataosuuksilla mitoittavaan akselipainoon, joka on 120 kN (Tampereen raitiotieallianssi, 2016). Niin raitiotien pohjarakenteilla kuin katurakenteilla mitoitus perustuu kerrosten päältä saavutettaviin kantavuuksiin ja routamitoitukseen. Kanta-

vuusmitoitus perustuu usein Ödemarkin analyttiseen mitoitusmenetelmään, jonka peruskaava on muotoa:

$$E_p = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 * \left(\frac{h}{a}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 * \left(\frac{h}{a}\right)^2 * \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}}} \quad (3.1)$$

missä

E_p on mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus

E_A on mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus

h on mitoitettavan kerroksen paksuus

E on mitoitettavan kerroksessa käytettävän materiaalin E-moduuli.

Lisäehtona kaavassa on, että rakenteen käyttökelpoinen E on enintään $6 \times E_A$. Tierakenteessa yleisesti käytettyjä moduuliarvoja rakennekerroksille on esitelty taulukossa 3.6.

Taulukko 3.6 Tien rakennekerrosten tyypillisiä moduuliarvoja Ödemarkin kantavuusmitoituksessa (Tiehallinto, 2005b).

Materiaali	Lyhenne	E, (Mpa)	$n=E/E_A^{1)}$ (Max)	Huomautukset
Asfalttibetoni	AB	2 500	-	
Pehmeä asfalttibetoni	PAB-B	1 650	-	
	PAB-V	1 400	-	
Kantavan kerroksen asfalttibetoni	ABK	2 500	-	
Remixstabilointi	REST 1	900	13, $E_A \geq 70$	Laiha tai paksu (140...200 mm)
	REST 2	1 250	18, $E_A \geq 70$	Normaali
Komposiittistabilointi	KOST 1	900	10, $E_A \geq 70$	Laiha tai paksu (200...250 mm)
	KOST 2	1 250	15, $E_A \geq 70$	Normaali
Vaahtobitumistabilointi	VBST 1	700	10, $E_A \geq 70$	Laiha tai paksu (200...250 mm)
	VBST 2	1 050	15, $E_A \geq 70$	Normaali
Bitumiemulsiostabilointi	BEST 1	700	10, $E_A \geq 70$	Laiha tai paksu (200...250 mm)
	BEST 2	1 050	15, $E_A \geq 70$	Normaali
Sementtistabilointi	SST 1	1 500	18, $E_A \geq 80$	7 d:n puristuslujuus ≥ 3 Mpa
	SST 2	3 500	35, $E_A \geq 100$	7 d:n puristuslujuus ≥ 5 Mpa
Masuunihiekkastabilointi	MHST 1	600	7,5; $E_A \geq 80$	28 d:n puristuslujuus $\geq 1,5$ Mpa
	MHST 2	1 200	15, $E_A \geq 80$	Sementillä tai kalkilla aktivoitu 28 d:n puristuslujuus $\geq 2,5$ Mpa
Murske		100...280	6	
Sora		100...280	6	
Suodatinhiekk		35...100	6	
Pohjamaa (koheesiomaa)		5...35	-	
Pohjamaa (kitkamaa)		10...280	-	
Kallio		300	-	
Betonimurske	BEM 1	700	10	Sitomattoman kantavan kerroksen rakeisuusvaatimukset. 28 d:n puristuslujuus $\geq 1,2$ Mpa
	BEM 2	500	10	Sitomattoman kantavan kerroksen rakeisuusvaatimukset. 28 d:n puristuslujuus $\geq 0,8$ Mpa
	BEM 3	280	6	Sitomattoman Kantavan kerroksen rakeisuusvaatimukset
Masuunihiekka	MaHk	600	10	28 d:n puristuslujuus $\geq 1,0$ Mpa
Masuunikuonamurske	MaKu	430	6	Sitomattoman kantavan kerroksen rakeisuusvaatimukset.
Kappalekuona	KapKu	350	6	

1) E = Rakenteen mitoituksessa käytettävä materiaalin E-moduulin (MPa) taulukkoarvo (enimmäisarvo). E_A = rakennekerroksen alustan laskennallinen (Ödemark) minimikantavuusvaatimus (MPa), joka on edellytyksenä rakennekerroksen hyvälle tiivistymiselle, lujittumiselle ja kestävyydelle. Jos $E/E_A > n$, moduulina käytetään enimmäisarvon sijasta arvoa $n \times E_A$.

Laiha = Bitumipitoisuus 1 prosenttiyksikön pienempi kuin kokemuseräisessä suhteituksessa vähintään osuuden joka toisessa näytteessä, mutta routimaton. Paksu = Kerralla tehtävän kerroksen paksuus suluissa esitetyn mukainen. Normaali = Stabilointihjeen mukainen sideainepitoisuus, paksuus pienempi kuin tapauksessa 'Paksu'.

3.6.2 Katurakenteen kantavuusvaatimukset

Katurakenteilla mitoitus perustuu yleensä kantavuusmitoitukseen ja routamitoitukseen. Katurakenteiden kantavuusvaatimus määräytyy yleensä katuluokan mukaan. Katuluokka määräytyy kadun liikenteellisen merkityksen mukaan. Taulukossa 3.7 on esitetty katuluokat liikennemäärien mukaan sekä katuluokkien kantavuusvaatimukset päällysteen päältä mitattuna.

Taulukko 3.7 Katujen luokitus liikenneteknisen merkityksen mukaan ja kantavuusvaatimus päällysteen päältä (Katu, 2002).

Katuluokka	Kuvaus	Liikennemäärä (ajon./vrk)	
1	Erittäin raskaasti liikennöity moottori- tai pääkatu	> 30 000	500 MN/m ²
2	Raskaasti liikennöity moottori- tai pääkatu	10 000...30 000	420 MN/m ²
3	Pääkatu, kokooja- tai vilkasliikenteinen kerrostaloalueen asuntokatu	2 500...10 000	350 MN/m ²
4	Asuntokatu tai pientaloalueen kokoojaka-tu	500...2 500	250 MN/m ²
5	Pientaloalueen asuntokatu. Huoltoliikenteen väylät	10...500	200 MN/m ²
6	Jalkakäytävät, pyörätiet, puistotiet. Ei ajoneuvoliikennettä		175 MN/m ²

Tampereen raitiotieallianssin suunnitteluperusteissa on määritetty kantavuusvaatimus sitomattoman kantavan kerroksen päältä katurakenteilla, jotka sijaitsevat kiintoraidelaatan vieressä. Vaatimus on katuluokasta riippumatta 170 MPa.

3.6.3 Raitiotierakenteen kantavuusvaatimukset

Raitiotieallianssilla rataosuuksilla kantavuusmitoituksen lähtökohtana on 120 kN akselipaino. Tästä on johdettu kantavuusvaatimukset raitiotien alusrakenteelle, joka on sepe-liraiteella 120 MPa ja kiintoraidelaatan alueilla 80 MPa. Alusrakenteet ja tarvittavat toimenpiteet on suunniteltu näiden vaatimusten perusteella. Vaatimusten lisäksi lähtötiedoiksi on teetetty kairauksia, PPL –mittauksia sekä maatutkauksia vanhojen rakennekerrosten ja pohjamaan moduulien selvittämiseksi. Tarvittavat rakenteet, joilla saavutetaan vaaditut kantavuudet, on mitoitettu Ödemarkin –menetelmällä. (Tampereen raitio-tieallianssi, 2016).

3.7 Kantavuuden mittausmenetelmät

Kantavuusmittausmenetelmiä on maailmalla kehitetty useita erilaisia. Pääperiaatteeltaan kantavuusmittausmenetelmät voidaan jakaa staattisiin ja dynaamisiin kuormitusmenetelmiin. Tässä tutkimuksessa keskitytään levykuormituslaitteeseen ja pudotuspainolait-

teeseen. Etenkin pudotuspainolaitteita maailmalta löytyy useamman valmistajan tekemiä. Suomessa on yleisimmin käytössä KUAB:n valmistama pudotuspainolaite. Tämän lisäksi käytössä on Heavy Loadman –pudotuspainolaite.

3.7.1 Levykuormituskoe

Levykuormituskoe on staattinen kantavuusmittausmenetelmä, jossa mitataan kuormituslevyn painumaa staattisen kuorman vaikutuksesta. Levykuormituskoe on otettu Suomessa käyttöön jo 1950-luvulla ja on edelleen yleisesti käytetty mittausmenetelmä teiden laadunvarmistuksessa.

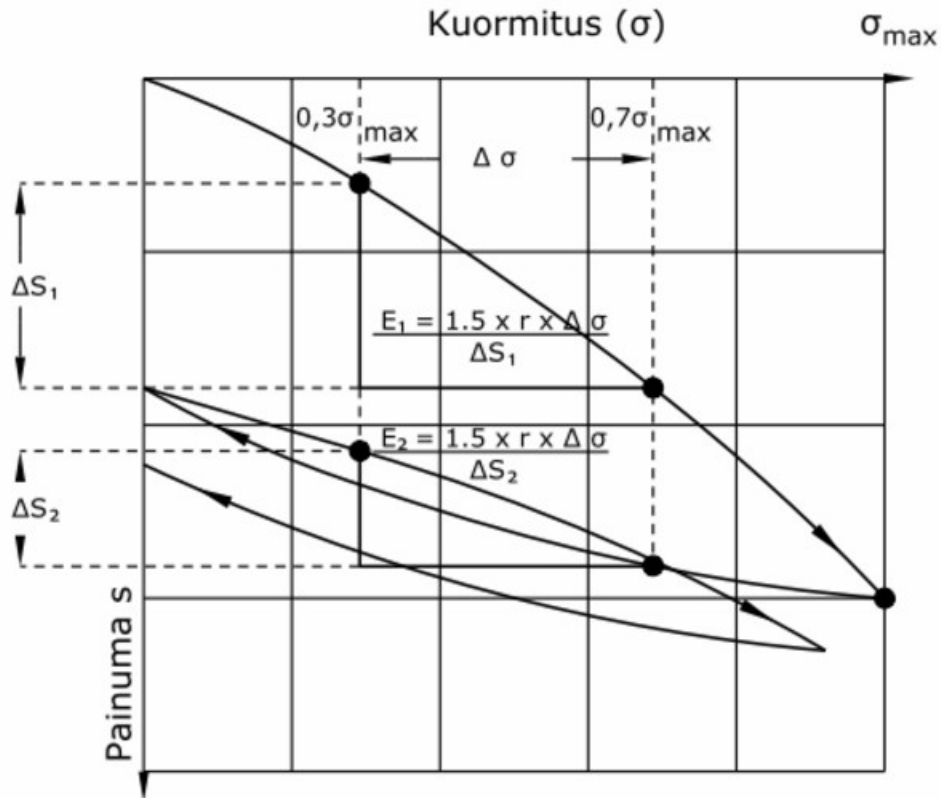
Levykuormituslaitteella (kuva 3.11) mitataan rakennekerroksen pinnan painumaa yleensä halkaisijaltaan 300 mm kuormituslevyn alla. Tutkittavan pinnan tulee olla tasainen ja mahdollisimman vaakasuora. Pinnan tasaukseen voidaan käyttää ohutta kerrosta hiekkaa, kuitenkin vain sen verran että epätasaisuudet juuri ja juuri peittyvät. Kuormitukseen tarvittava voima saadaan aikaan hydraulisella tunkilla, jonka vastapainona käytetään massaltaan riittävää ajoneuvoa. Työmaalla vastapainona voi toimia esimerkiksi kuorma-auto tai kaivinkone. Painuma voidaan mitata joko kolmella mittakellolla levyn reunoilta tai keskeltä yhdellä kellolla, jolloin mittakellon kara tukeutuu tietyn säteiselle pallopinnalle, jolloin kuormituslevyn asennon vaikutus eliminoiduu. (Piippo *et al.* 1990)



Kuva 3.11 Levykuormituskokeessa käytettävä kalusto (yksi mittakello)

Levykuormituskokeen aluksi kuormituskohtaa esikuormitetaan pienellä kuormalla, jonka jälkeen mittakellot nollataan. Kuormaa nostetaan portaittain ja jokaisen kuormitusportaan painumat kirjataan ylös. Kun maksimikuorma (60 kN tai 35 kN) on saavutettu, kuorma vapautetaan hitaasti ja jäännöspainuma kirjataan ylös. Kuormitus toistetaan uudestaan samalla tavalla kuin ensimmäinen kuormituskerta. Toisesta kuormituskerrasta lasketaan moduuliluku E_2 , joka on rakenteen pinnan kantavuusarvo. Lisäksi lasketaan suhde E_2/E_1 , joka kuvaa rakenteen tiiviyyttä. Kuvassa 3.12 on esitetty levykuormituskokeesta kirjatuista tuloksista piirretty kuvaaja sekä E-moduulien laskenta periaate. Levy-

kuormituskokeen kuormituksen syvyysvaikutus rakennekerroksissa on noin yhden metrin luokkaa. Myös syvemmällä olevat kerrokset kokoonpuristuvat, mutta niiden vaikutus on pieni (Kalliainen *et al.* 2011).



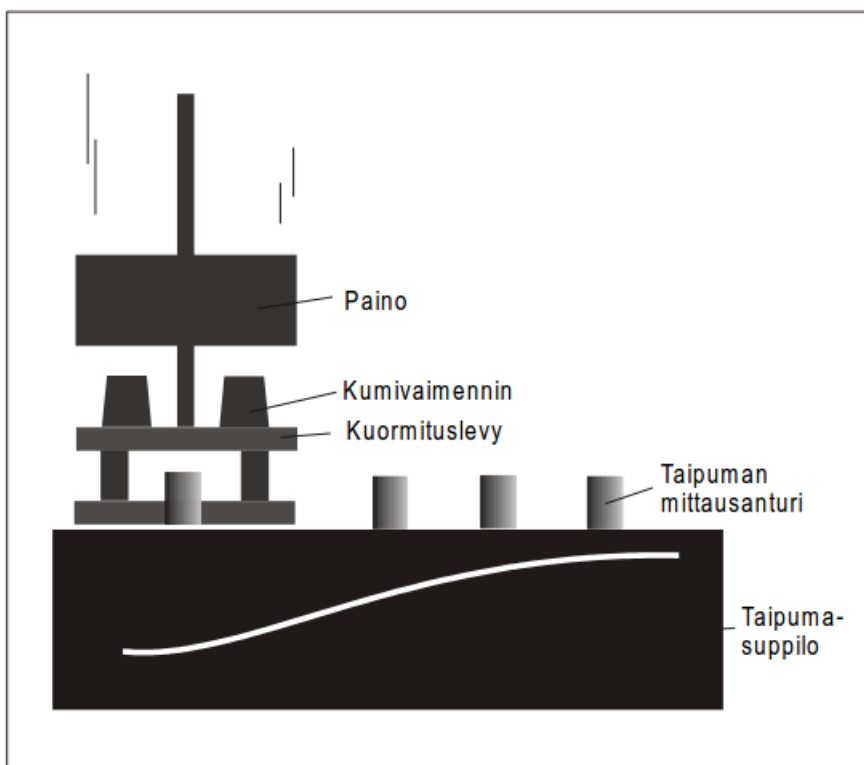
Kuva 3.12 Levykuormituskokeen kuormitus-painuma -kuvaaja ja E_1 ja E_2 moduulien laskenta (InfraRYL, 2015).

Kalliainen et al. (2011) mukaan kunnossa olevalla levykuormituslaitteella päästään keskimäärin $\pm 5 \dots 10$ MPa tarkkuuteen. Tutkittavan alueen arviointiin tulisi käyttää yksittäismittauksista laskettuja keskiarvoja ja keskihajontaa, sillä esimerkiksi suurehko kivi kuormituslevyn alla vaikuttaa huomattavasti tulokseen.

Tarkemmin levykuormituskokeen laitteiston vaatimuksista ja moduuliluvun laskenta-kaavoja on esitetty luvussa 4, jossa käsitellään Suomesta ja muualta Euroopasta löytyviä kantavuusmittauksen standardeja ja -ohjeistuksia.

3.7.2 Pudotuspainolaite

Katu- ja tierakenteiden ja niiden eri kerrosten materiaalien käyttäytymistä liikennekuormituksen alaisena kuvaa tien pinnan pystysuora taipuma. Pudotuspainolaitteella voidaan simuloida liikennekuormitusta, jolloin mitataan tiehen kohdistuva voima ja siitä aiheutuma taipuma. Taipuma mitataan yleensä levyn keskeltä sekä useammalta etäisyydeltä kuormituslevystä, jolloin saadaan määritettyä kuorman aiheuttama taipumasuppilo. (Spoof & Petäjä 2000b)



Kuva 3.13 Pudotuspainolaitteen pelkistetty toimintaperiaate (Spoof & Petäjä 2000a).

Spoof & Petäjän (2000a) mukaan pudotuspainolaitteen kuormituspulssilta, voiman mitaukselta ja taipuma-antureilta vaaditaan seuraavia asioita:

- kuormituspulssin keston tulee olla välillä 20 ms – 60 ms
- Voima-anturin lukemataarkkuuden tulee olla 0,1 kN tai parempi
- Voima-anturin systemaattinen virhe saa olla $\leq 0,5 \%$ koko mittausalueella tai $\leq 2 \%$ mitatusta arvosta (tiukempi ehdoista pätee)
- Voima-anturin satunnaisvirhe saa olla $\leq 0,1$ kN (hajonta mittauskeskiarvon ympärillä)
- Taipuma-anturin lukemataarkkuus 1 μm tai tarkempi
- Taipuma-anturin systemaattinen virhe $\leq 2 \%$ + 1 μm mitatusta arvosta (mitattu keskiarvo vs. todellinen arvo)

- Taipuma-anturin satunnaisvirhe $\leq 2 \mu\text{m} + 1 \%$ mitatusta arvosta (hajonta mittauksen keskiarvon ympärillä).

Pintamoduulin arvo lasketaan levyn keskellä sijaitsevan painuma-anturin avulla (kaava 3.2)

$$E_0 = \frac{1000 * f * \sigma_0 * a * (1 - \nu^2)}{D_0} \quad (3.2)$$

missä

E_0 on pintamoduuli (MPa)

f on kerroin jännityksen jakaantumiselle ()

ν on Poissonin luku tai suppeamaluku (yleensä $\nu = 0,35$)

σ_0 on kosketuspaine (MN/m^2)

a on kuormituslevyn säde (m)

D_0 on taipuma kuormituslevyn alla. (Spoof & Petäjä 2000a; Hon 2010)

Eri kerrosten pintamoduuleja voidaan arvioida, jos käytössä on useampia painuma-antureita, käyttäen kaavaa 3.3.

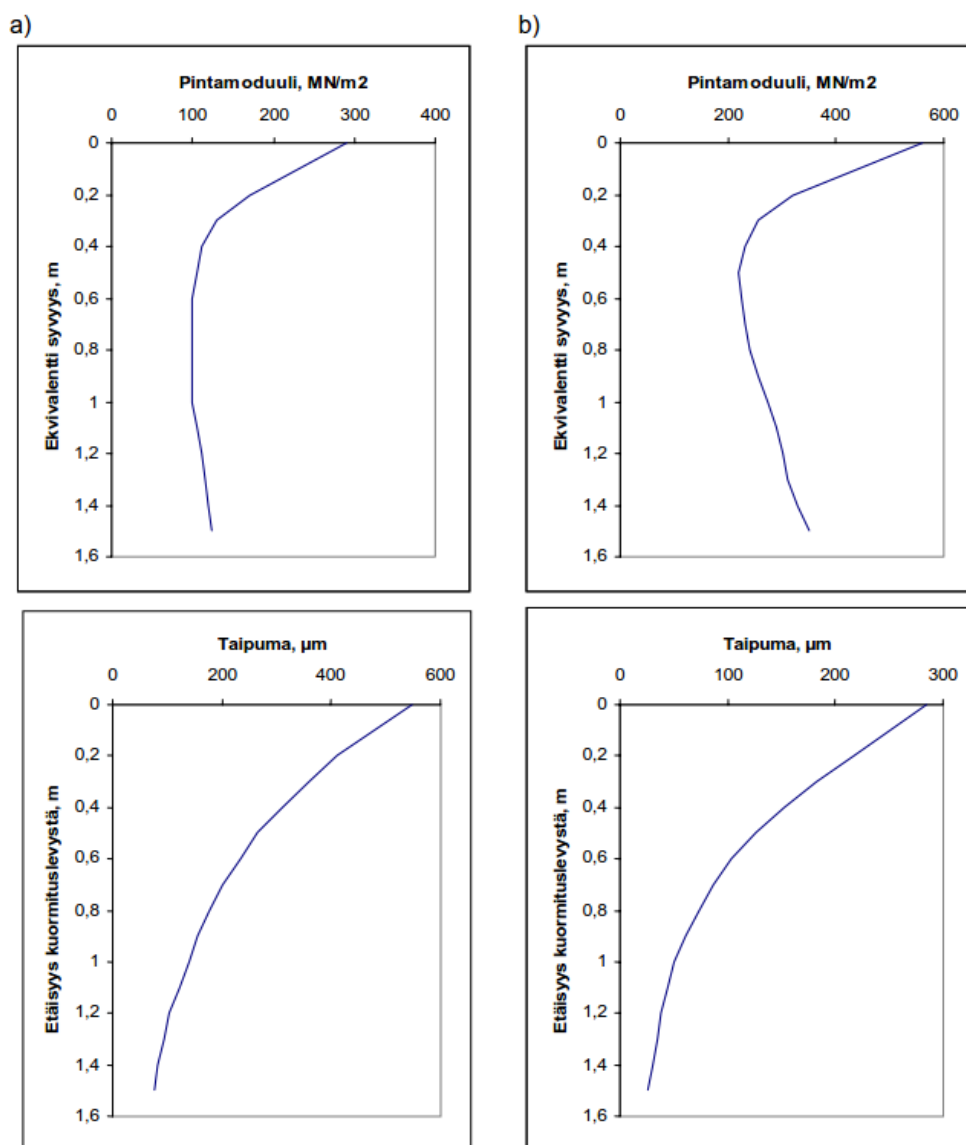
$$E_r = \frac{\sigma_0 * a^2 * (1 - \nu^2)}{D_r * r} \quad (3.3)$$

missä

E_r on pintamoduuli (MN/m^2)

r on taipuma-anturin etäisyys kuormituslevystä (m)

D_r on taipuma etäisyydellä r (m). (Spoof & Petäjä 2000a)



Kuva 3.14 Esimerkkejä pintamoduuli- ja taipumasuppilokuvaajista (Spoof & Petäjä 2000a)

Pudotuspainolaitetta on perinteisesti käytetty teiden kantavuudenmittauksissa liittyen teiden kunnon ja tarvittavien toimenpiteiden arviointiin. Lisäksi tyypillisesti pudotuspainolaitetta käytetään kantavuusmittauksissa päällystetyillä tie- ja katuosuuksilla. Pudotuspainolaitetta on kuitenkin alettu käyttää myös rakennekerrosten kantavuudenmittauksissa rakentamisen aikana. Pudotuspainolaitteen käytön lisääntymiselle laadunvarmistuksessa on selityksenä mittauksen nopeus verrattuna levykuormituskokeeseen. Yhden mittauspisteen mittaus kestää pudotuspainolaitteella noin 1-2 minuuttia, kun taas levykuormituskokeella mittauksen kesto on noin 10 minuutin luokkaa. Pudotuspainolaitteella on siis mahdollista tehdä kattava rakennekerrosten kantavuuden laadunvarmistus lyhyessä ajassa.

Pudotuspainolaitteen kuormitus on luonteeltaan nopea (20-30 ms), jolloin hienoainespi-
toinen paljon vettä sisältävä pohjamaa ei käyttäydy samoin kuin staattisen kuormituksen

alla, sillä vesi ei ehdi poistua huokosista. Tällaisella pohjamaalla PPL-mittaus antaa levykuormituskoetta suurempia kantavuuksia. Pudotuspainolaitteen kuormitusvaikutuksen syvyysvaikutus on myös pienempi kuin levykuormituskokeella. Boussineqin teorian mukaisesti pudotuspainolaitteen kuormituksen syvyysvaikutuksen arvioidaan olevan noin 1,5 x kuormituslevyn halkaisija. Tämä tarkoittaa yleisesti käytössä olevalla 300 mm halkaisijan kuormituslevyllä noin 0,5 metrin syvyysvaikutusta. (Kalliainen et al. 2011)

Suomessa on yleisesti ollut käytössä Ruotsissa 1970-luvulla kehitetty KUAB-pudotuspainolaite. KUAB:n pudotuspainolaite on trailerille asennettava ja sen kuormitusta voidaan vaihdella. Yleisimmin käytetään kuitenkin 50 kN kuormitusta, joka vastaa raskaan liikenteen aiheuttamaa kuormitusta tiehen. Suomessa on käytössä myös Heavy Loadman –pudotuspainolaite, joka eroaa normaalista pudotuspainolaitteesta siten, että sillä taipumia mitataan vain kuormituslevyn keskeltä. Tällöin ei voida analysoida rakenteen alempien kerroksien moduuleja taipumasuppilon avulla.



Kuva 3.15 KUAB 2M-pudotuspainolaite

4. PUDOTUSPAINOLAITTEEN JA LEVYKUORMITUSKOKEEN VERTAILUTUTKIMUKSET

4.1 Levykuormituskokeen tulosten tulkinta ja käsittely

Levykuormituskokeesta saatavat kantavuusarvot lasketaan mitattujen kuormien ja painumien avulla. Se, miltä kuormitusväliltä mitattujen painumien avulla tulokset lasketaan, vaikuttaa merkittävästi kantavuusarvon (E-moduulin) suuruuteen. Maailmalla on olemassa erilaisia tulkintatapoja levykuormituskokeen tuloksen laskemiseen. Kantavuusarvo voidaan laskea joko suoraan kaavalla kuormitusten ja niitä vastaavien painumien avulla tai määrittämällä mittauksista saadulle painuma-kuvaajalle parametrit, joiden avulla lasketaan kantavuusarvot.

Levykuormituskokeelle löytyy Euroopasta useista maista oma standardinsa levykuormituskokeen tekemiselle. Seuraavissa luvuissa on esitelty saksalainen standardi sekä suomalainen että ruotsalainen menetelmäkuvaus levykuormituskokeelle. Näiden lisäksi omat standardit menetelmälle löytyy ainakin Itävalasta (ÖNORM B 4471), Britanniaasta (BS 1377 Part 9 : 1990 Standard) ja Tsekistä. Yhdysvalloissa on myös käytössä oma standardinsa levykuormituskokeelle. (ASTM D1195-93).

4.1.1 Suomalainen menettely

Suomessa levykuormituskokeen tulokset lasketaan suoraan saatujen painuma- ja kuormitusarvojen avulla. Aikaisemmin tulokset määritettiin suomalaisissa ohjeistuksissa esitetyllä tavalla eli laskemalla tulokset minimi- ja maksimikuorman väliltä. Levykuormituskokeen tekemiseen löytyy ohjeistus Tielaitoksen julkaisusta vuodelta 1994 TIEL 2220003 Rakentamisen laadunvarmistus, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset. Levykuormituskokeen tekemiselle ei ole Suomessa käytössä standardia vaan kokeen tekeminen perustuu edellä mainitussa julkaisussa esitettyyn menetelmäkuvaukseen.

Tielaitoksen menetelmäkuvaus (1994) ohjeistaa tekemään levykuormituskokeen halkaisijaltaan 300 mm teräslevyllä ja vaatii mittakellojen lukematarckkuudeksi 0,01 mm. Menetelmäkuvaus tuntee yhden ja kolmen mittakellon menetelmät kuten saksalainen standardikin. Painemittarin lukemavälin tulee olla vähintään 0,5 kN ja toimintatarckkuuden 1 %. Ohjeistuksessa neuvotaan poistamaan kuormituskohdasta irtoaines ja tasamaan kohta ohuella 0,5 mm – 2 mm hiekkakerroksella. Kuormituslevy asetetaan tasatun pinnan päälle ja mittaripukki asetetaan kolmea mittakelloa käytettäessä reunan kolman-

nespisteisiin ja yhtä mittakelloa käytettäessä levyn keskelle. Pukin jalkojen etäisyyden tulee olla ohjeistuksen mukaan vähintään 50 cm levyn reunasta.

Asennustyön jälkeen ohjeistetaan tekemään 3,5 kN esikuormitus, jonka tarkoituksena on tasaushiekan tiivistys. Esikuormituksen jälkeen mittarikellot asetetaan osoittamaan lukemaa 0. Esikuormituksen jälkeen aloitetaan varsinainen kuormitus, jossa kuormitusta lisätään vaiheittain 10 kN välein 60 kN asti. Lukemat kirjataan ylös jokaisella kuormitusportaalla, kun painumisnopeus on alle 0,1 mm/min. Kun maksimikuormitus (60 kN) saavutetaan, merkitään kuormitusta vastaava painuma ylös ja kuormitus poistetaan hitaasti. Kuormituksen poiston jälkeen kuormitus toistetaan uudelleen samalla tavalla ja painumat merkitään muistiin joka kuormitusportaalta.

Kokeen aikana tarkkaillaan painumisnopeutta. Jos se ei pienene kuormitusportailta tai laskee hitaasti, on kyseessä maan murtuminen ja koe keskeytetään ja toistetaan pienemmällä kuormalla (30 kN tai 15 kN). Kokeen jälkeen lasketaan mittakellolukemien keskiarvot eri kuormilla ja kantavuus kaavalla:

$$E = 1,5 * p * r / s \quad (4.1)$$

missä

p on levyn pintapaine

r on levyn säde

s on painuma.

$$E = 318,5 * \frac{P}{s} \quad (4.2)$$

missä

P on todellinen kuormitus (kN)

s on todellista kuormitusta vastaava painuma mm/100.

E-moduulit lasketaan molemmista kuormitusjaksoista, jolloin saadaan arvot E_1 ja E_2 . Lisäksi lasketaan näiden suhde E_2/E_1 .

Suomesta on löydettävissä myös toinen levykuormituskokeen menetelmäkuvaus. Juvankoski et al. (1991) on esittänyt menetelmäkuvauksen, jossa maksimikuormana käytetään 1000 kN, mutta laskenta tapahtuu kaavalla 4.1. Laskentavälinä käytetään hyväksi jännitys-painuma –kuvaajasta mahdollisimman suoraviivaista aluetta ja laskenta tehdään näiden väliltä.

Nykyään InfraRYL (2015) ohjeistaa määrittämään kantavuusarvot kuvassa 3.12 esiteyllä tavalla eli laskemaan kantavuusarvot kaavalla 4.3 väliltä 30 % - 70 % maksimikuormasta. InfraRYL:ssä ei ole selkeää mainintaa 30 % -70 % maksimikuorman väliltä tehtävästä tulkinnasta tie- ja katurakenteilla ja tästä syystä käytössä on edelleen yleisesti tulkinta maksimi- ja minimikuorman väliltä. Ratarakenteiden kantavuusmittauksissa 30 % - 70 % tulkinta maksimikuormasta on ollut jo aiemmin käytössä.

$$E_i = \frac{1,5 \cdot r \cdot \Delta \sigma}{\Delta S_i} \quad (4.3)$$

missä

E_i on kantavuus (E-moduuli) (MPa)

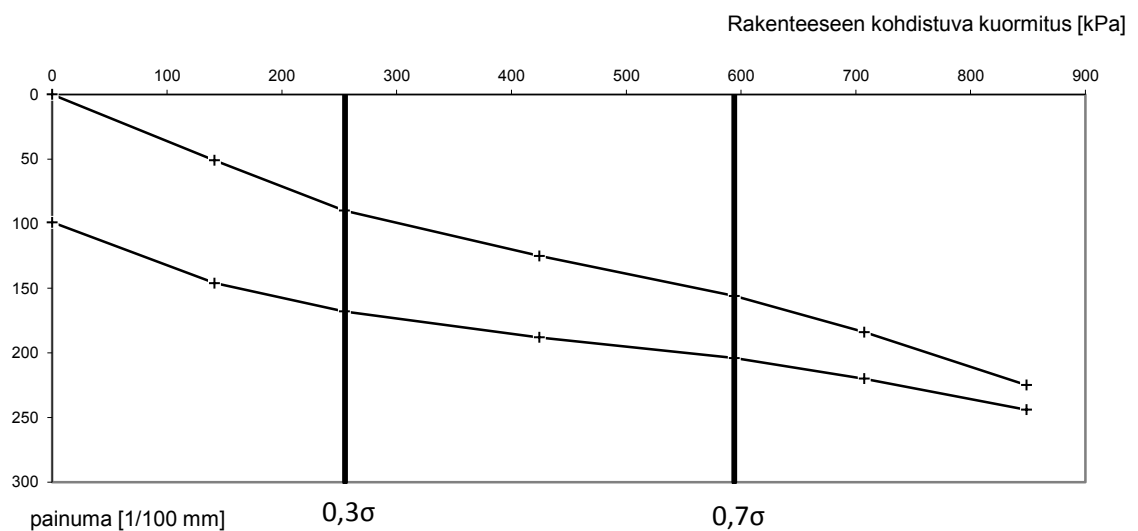
r on kuormituslevyn säde (m)

$\Delta \sigma$ on jännitusmuutos (MPa) välillä $0,7\sigma_{\max} - 0,3\sigma_{\max}$

ΔS_i on painumamuutos (m) välillä $0,7\sigma_{\max} - 0,3\sigma_{\max}$

alaindeksi i riippuu kuormituskerrasta.

InfraRYL:n mukainen tulkinta antaa laskennasta suurempia kantavuuksia kuin vanha minimi- ja maksimikuorman väliltä tehty määrittäminen. Tämä on nähtävissä levykuormituskokeesta saatavasta painumakuvaajasta (kuva 4.1), jossa kuormituksen alussa ja lopussa rakenteiden painuma suhteessa kuormituksen kasvuun on nopeampaa kuin keskivaiheilla. Tällöin kaavan 4.3 jakajana oleva painumamuutos saa suhteellisesti pienempiä arvoja ja näin saadaan mittauksista korkeampia moduuliarvoja.



Kuva 4.1 Esimerkki levykuormituskokeen kuormitus-painuma -kuvaajasta.

Kuten kuvasta (4.1) voidaan nähdä, ovat kuvaajien kulmakertoimet suuremmat $0,3\sigma - 0,7\sigma$ välin ulkopuolella. Levykuormitusstandardi EN ISO 22476-13 on valmisteilla CEN TC 341 toimesta.

4.1.2 Saksalainen menettely

Saksassa on olemassa standardi levykuormituskokeen tekemiselle ja sen tulosten tulkin-
nalle (DIN-18134:2012-04). Standardi sisältää vaatimukset levykuormituskokeessa käy-
tettävälle kalustolle, sen kalibroinnille, testausalustan valmisteluille levykuormitusko-
keen tekemiselle ja tulosten laskennalle ja tulkinnalle.

Standardi on tarkoitettu 300 mm halkaisijalla olevalle kuormituslevylle, mutta se tuntee
myös 600 mm ja 762 mm halkaisijaa käyttävät laitteet, joissa suuremman kuormitusle-
vyn ja 300 mm levyn väliin laitetaan jäykistelevy (paksuus 20 mm). Voiman mittaami-
seen käytettävän kaluston lukema ei saa poiketa yli 1 % maksimitestauskuormasta.
Voiman mittaamisessa käytettävän näytön lukemataarkkuuden tulee olla vähintään $0,001 \text{ MN/m}^2$ eli lukemataarkkuuden tulee olla vähintään 1 kPa, kun käytetään 300 mm kuor-
mituslevyä. Suuremmilla levyillä lukema tarkkuuden tulee olla vähintään 0,1 kPa. Pai-
numien mittaamiseen käytettävän kaluston maksimivirhe saa olla enintään 0,04 mm ja
lukemataarkkuuden tulee olla vähintään 0,01 mm. (DIN-18134:2012-04)

Kuormitettavan pinnan tulee olla vaakasuora ja pinnalta on poistettava irtonainen mate-
riaali. Pinnan epätasaisuutta voidaan tasata maksimissaan muutaman millimetrin ker-
roksella kuivaa keskikarkeaa hiekkaa ja kipsilaastia. Kuormituksessa käytettävän hyd-
raulitunkin tulee olla kohtisuorassa niin kuormituslevyn kuin vastapainonkin kanssa.
(DIN-18134:2012-04)

Ennen varsinaisen kuormituksen aloitusta standardi ohjeistaa tekemään esikuormituksen
10 kPa kuormituksella käytettäessä 300 mm tai 600 mm kuormituslevyä. Ennen esi-
kuormitusta tunkin voimamittakello ja painumamittakello nollataan. Esikuormituksen
jälkeen odotetaan vähintään 30 s ja nollataan mittakellot uudestaan. (DIN-18134:2012-
04)

E-moduulin määrittämiseen tierakenteesta tulee käyttää 300 mm kuormituslevyä.
Kuormituksen tulee tapahtua vähintään kuudessa tasaisessa kuormitusportaassa ja jokai-
sen kuormanlisäyksen on tapahduttava 1 minuutin sisällä. Kuormituksen vapautuksen
tulee tapahtua kolmessa portaassa, siten että tasot ovat 50 %, 25 % ja noin 2 % maksi-
mikuormasta. Sekä lisätessä että poistettaessa kuormitusta pitää odottaa 120 s jokaisen
kuormitusportaan välissä. Tierakenteilla odotusaikana voidaan käyttää 60 sekuntia. Jo-
kaisella kuormitustasolla kuorma tulee pitää tasaisena odotusaikana. Tierakenteita mi-
tattaessa maksimijännityksen levyn alla tulee olla 500 kPa. Jos 5 mm painuma saavute-
taan ensin, sitä vastaava kuormitus merkitään maksimikuormaksi. Toisen kuormitusker-
ran maksimikuormana käytetään ensimmäisen kuormituskierroksen toiseksi korkeinta

porrasta. (DIN-18134:2012-04) 500 kPa:n jännitys vastaa 35,34 kN kuormitusta käytettäessä 300 mm kuormituslevyä.

Saksalaisen standardin mukaan E-moduulin laskennan tulee perustua kuorma-painuma –kuvaajaan sovituskäyriin. Nämä tulee laskea toisen asteen polynomista kaavan 4.4 mukaisesti.

$$s = a_0 + a_1 * \sigma_0 + a_2 * \sigma_0^2 \quad (4.4)$$

missä

σ_0 on keskimääräinen normaali-jännitys levyn alla (MN/m²)

s on levyn painuma (mm)

a_0 on toisen asteen polynomin vakio (mm)

a_1 on toisen asteen polynomin vakio (mm/(MN/m²))

a_2 on toisen asteen polynomin vakio (mm/(MN²/m⁴)).

E-moduuli lasketaan käyttäen kaavaa 4.5.

$$E = 1,5 * r * \frac{1}{a_1 + a_2 * \sigma_{0max}} \quad (4.5)$$

missä

E on jännitysmoduuli (MN/m²)

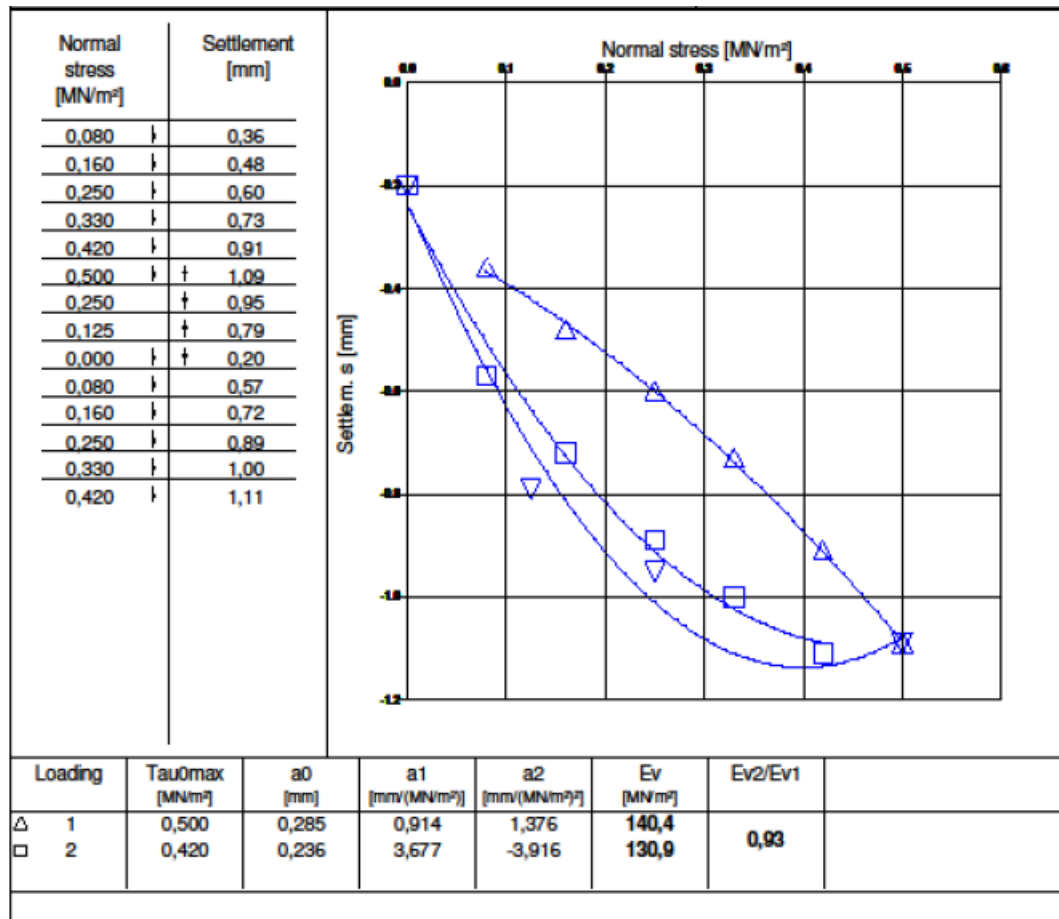
r on kuormituslevyn säde (m)

σ_{0max} on maksimi normaali-jännitys ensimmäisellä kuormituskerralla (MN/m²).

Standardissa on myös johdettu kaava 4.5 seuraavasti:

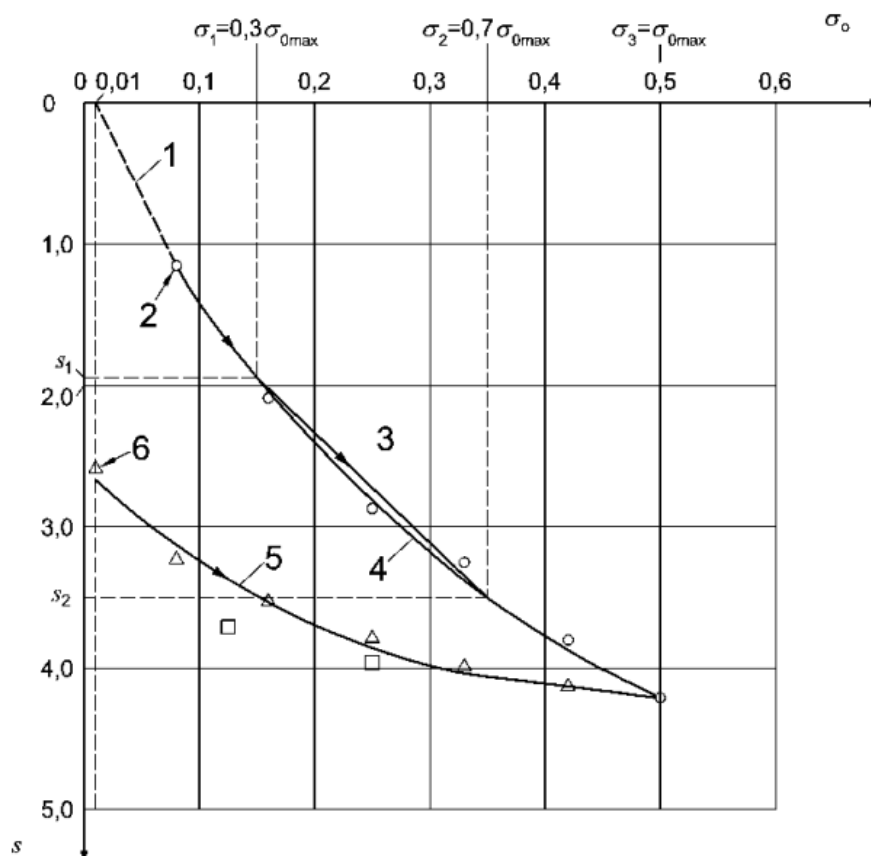
$$\begin{aligned} E_1 &= 1,5 * r * \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} = 1,5 * r * \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{s_2 - s_1} \\ &= 1,5 * r * \frac{0,7\sigma_{0max} - 0,3\sigma_{0max}}{(a_0 + a_1 * 0,7\sigma_{0max} + a_2 * (0,7\sigma_{0max})^2) - (a_0 + a_1 * 0,3\sigma_{0max} + a_2 * (0,3\sigma_{0max})^2)} \\ &= 1,5 * r * \frac{0,4\sigma_{0max}}{0,4 * a_1 * \sigma_{0max} + (0,7^2 * a_2 - 0,3^2 * a_2) \sigma_{0max}^2} \\ &= 1,5 * r * \frac{1}{a_1 + a_2 * \sigma_{0max}} \end{aligned}$$

Toisen kuormituskerran moduuli (E_2) lasketaan myös toisen kuormituskerran käyrästä käyttäen σ_{0max} –arvoa ensimmäisestä kuormituksesta.



Kuva 4.2 Käyrien sovitus ja tuloslaskenta saksalaisen standardin mukaan. (Forberg & Pinotti, 2012).

Saksalainen standardi mahdollistaa myös levykuormituskokeen tulosten tulkinnan perustuen jännitys-painuma –kuvaajaan $0,3\sigma_{\max}$ ja $0,7\sigma_{\max}$ vastaavien pisteiden välille määritettävän sektantin avulla. Tällöin levykuormituskokeen tulosten laskenta tapahtuu kaavalla 4.3 eli samoin kuin InfraRYL:n mukainen laskentatapa.



Key

- Measurement points from the first loading cycle
- Measurement points from the unloading cycle
- △ Measurement points from the second loading cycle
- 1 Line connecting point (0,01 MN/m²; 0 mm) and the first point from the first loading cycle
- 2 First point from the first loading cycle
- 3 Secant between $0,3 \cdot \sigma_{0max}$ and $0,7 \cdot \sigma_{0max}$
- 4 Quadratic parabola between the first and the last point from the first loading cycle
- 5 Quadratic parabola between the first and the last point from the second loading cycle
- 6 First point from the second loading cycle
- s Settlement in mm
- σ_0 Normal stress in MN/m²

Kuva 4.3 Levykuormituskokeen jännitys-painuma –kuvaajaan määritetyt käyrät sekä $0,3\sigma_{max}$ ja $0,7\sigma_{max}$ välille määritetty sektantti (DIN 18134, 2012).

4.1.3 Ruotsalainen mittausmenetelmäkuvaus

Ruotsalainen menetelmäkuvaus levykuormituskokeelle ohjeistetaan Ruotsin liikennehallinnon julkaisussa, joka perustuu saksalaiseen standardiin DIN 18134. Menetelmäkuvaus on hyvin samanlainen kuin saksalainen ohjeistus, mutta pieniä poikkeuksiaakin on.

Menetelmäkuvaus ohjeistaa tekemiseen ensimmäisen kuormituskerroksen seitsemällä (7) kuormitusportaalla, jotka ovat 0,08-0,16-0,24-0,32-0,40-0,45 ja 0,50 MPa. Ensimmäisen kuormitusportaan (0,08 MPa) kuorman ylläpitoajan tulisi olla vähintään 2 minuuttia ja muiden portaiden ylläpitoajan vähintään yhden minuutin. Kuorman poistaminen tapahtuu samalla tavalla kuin saksalaisessa ohjeessa eli kolmessa portaassa, mutta viimeinen taso on 0% maksimikuormasta. Toinen kuormituskerros tehdään samalla tavalla kuin ensimmäinen kierros, mutta vain 0,45 MPa kuormitukseen asti. Moduulien laskenta tapahtuu kaavalla 4.5, kuten saksalaisessa standardissa. (Trafikverket, 2014)

4.2 Pohjoismaiset tutkimukset

Pohjoismaisia tutkimuksia ja koekohteita, joissa olisi verrattu tai tutkittu raskasta pudotuspainolaitetta ja levykuormituskoetta ei juuri ole löydettävissä. Varsinkaan laitteiden antamien tulosten yhtenevääisyyttä ei ole tutkittu sitomattomilla materiaaleilla.

4.2.1 Ruotsalainen vertailututkimus

Ruotsissa on tehty vertailua kantavuusmittausmenetelmien välillä Lundin teknillisen yliopiston ja WSP Oy:n yhteistyönä. Tästä vertailusta Philip Hon on tehnyt diplomityön vuonna 2010, jossa on vertailtu raskaan pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen välistä yhteyttä sitomattomilla materiaaleilla. (Hon, 2010)

Tutkimuksessa on tehty vertailumittauksia 20 mittauspisteestä. Tuloksille on tutkimuksessa yritetty hakea lineaarista riippuvuutta (kaava 4.6).

$$y = k * x + m \quad (4.6)$$

missä

x on E-moduuli PPL-mittauksesta

y on E2-moduuli levykuormituskokeesta

m on y-akselin leikkauskohta.

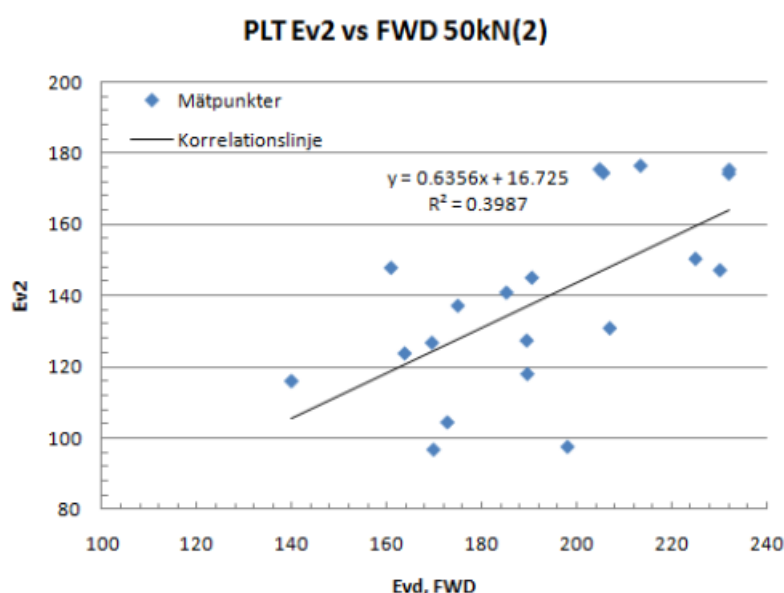
Kuvassa 4.4 on esitetty tutkimuksessa saadut mittaustulokset 20 mittauspisteestä. Mittaukset on tehty joulukuun 2009 alussa. Tutkimuskohteen pohjamaa on ollut moreenia ja mittaukset on tehty kantavan kerroksen päältä. Pohjamaan päälle on tehty rakennekerroksina 555 mm jakavaa kerrosta murskatusta kiviaineksesta sekä 80 mm kantavaa kerrosta murskatusta kiviaineksesta.

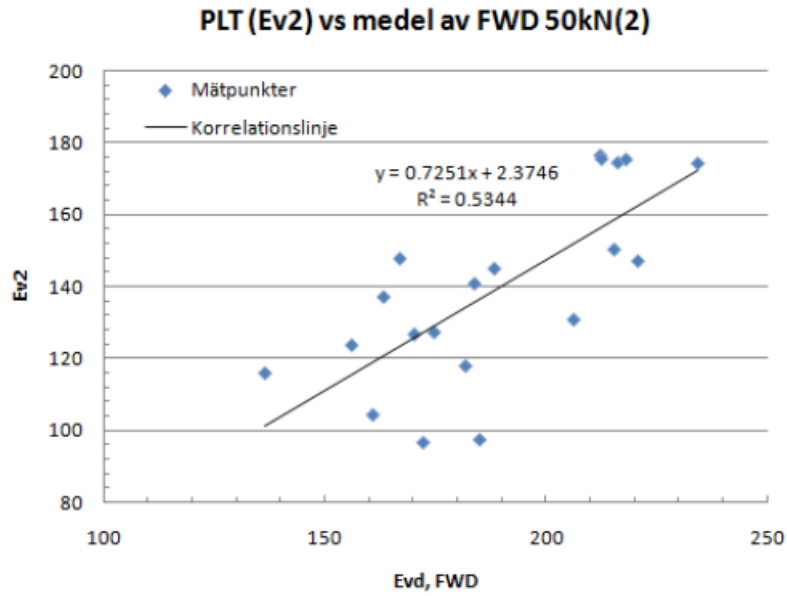
Taulukko 4.1 Vertailumittauspisteistä saadut tulokset (muokattu, Hon, 2010)

Piste	Testauspinta osa 1			Piste	Testauspinta osa 2		
	LWD	FWD 50 (2)	PLT Ev2		LWD	FWD 50 (2)	PLT Ev2
1	51,8	190,6	145,0	11,0	152,0	232,0	174,3
2	47,5	169,9	96,6	12,0	105,3	213,5	176,5
3	62,2	160,9	147,8	13,0	136,4	205,6	174,5
4	58,6	185,2	140,8	14,0	56,8	175,0	137,1
5	42,9	140,0	115,9	15,0	86,5	204,9	175,5
6	46,4	163,8	123,7	16,0	129,3	225,0	150,3
7	36,8	172,8	104,3	17,0	59,4	232,1	175,4
8	50,3	198,1	97,4	18,0	121,0	207,0	130,8
9	51,8	169,5	126,7	19,0	126,4	230,2	147,1
10	45,0	189,7	117,9	20,0	163,0	189,5	127,3
Keskiarvo	49,3	174,1	121,6		113,6	211,5	156,9
Keskihajonta	7,4	17,3	18,8		36,3	19,1	20,5

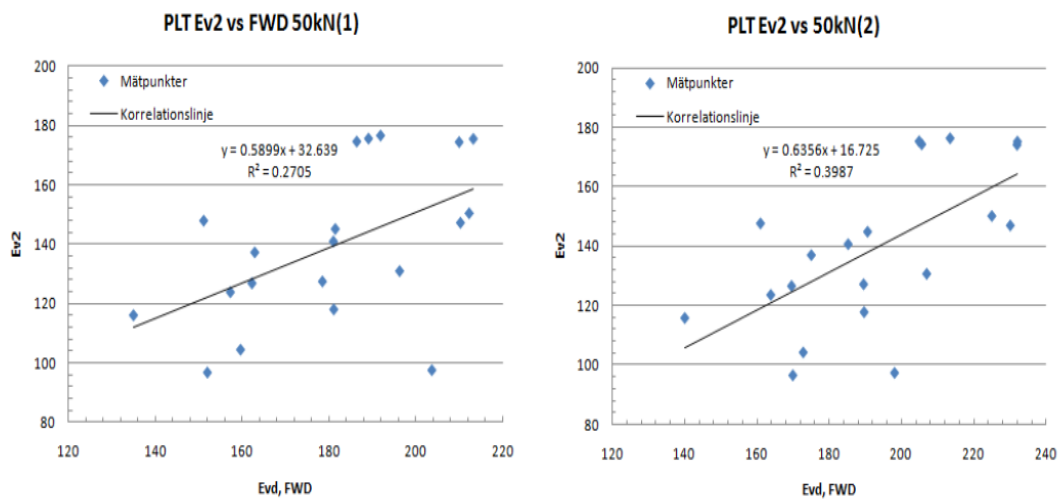
Taulukossa 4.1 kevyen pudotuspainolaitteen tuloksia on merkitty lyhenteellä LWD, raskaan pudotuspainolaitteen toisen kuormituskerran mittaustulokset on esitetty sarakkeessa FWD 50 (2) ja levykuormituskokeen toisen kuormituskerran tulokset sarakkeessa PLT Ev2. Pudotuspainolaitteen kuormituksena on käytetty 50 kN.

Kuvissa 4.4 -4.7 on esitetty tutkimuksissa saatujen mittaustulosten vertailuja. Kuvissa on esitetty pystyakselilla levykuormituskokeen tulokset (Ev2) ja vaaka-akselilla raskaan pudotuspainolaitteen tulokset (Evd, FWD).

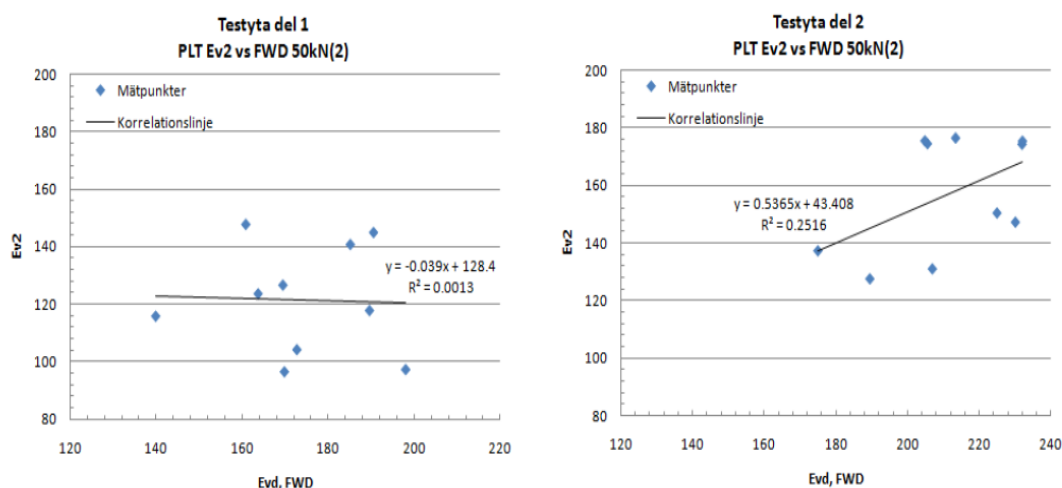
**Kuva 4.4** Kaikkien mittauspisteiden vertailu levykuormituskokeen (Ev2) ja pudotuspainolaitteen (Evd, FWD) välillä. (Hon, 2010)



Kuva 4.5 Vertailu Ev2:n ja keskimääräisen Evd:n välillä samasta kuormituspulsista (Hon, 2010).



Kuva 4.6 Vertailu Ev2:n ja Evd:n välillä ensimmäisessä ja toisessa kuormituspulsissa. (Hon, 2010)



Kuva 4.7 Vertailu Ev2:n ja Evd:n välillä toisessa sarjassa testipaikoittain jaettuna. (Hon, 2010)

Ruotsalaisessa tutkimuksessa saatujen tuloksien hajonta on suurta ja pisteiden välille määritetyn suoran korrelaatiokerroin on heikko. Kuvissa 4.4 – 4.7 esitetyt kaavat eivät välttämättä ole näin ollen kovin luotettavia. Kaikissa esitetyissä tuloksissa kuitenkin pudotuspainolaitteen tulokset ovat olleet suurempia kuin levykuormituskokeen.

4.2.2 Suomalaiset vertailumittaukset

Suomessa pudotuspainolaitetta ja levykuormituskokeita ei ole varsinaisesti juuri verrattu keskenään. Suomesta löytyy kuitenkin kohteita, joissa molempia menetelmiä on käytetty samassa kohteessa.

TPPT 27 kohderaportissa (2001) on aineistoa tehdyistä mittauksista kantavan kerroksen päältä, jossa Jutikkalan eritasoliittymän alueella kantavuuksia on mitattu sekä levykuormituskokeella että pudotuspainolaitteella. Tulokset on esitetty taulukossa 4.2. Mittaukset on tehty kesällä 1996. Raportissa ei mainita levykuormituskokeen tulkintatapaa, mutta oletettavasti mittausvuoden perusteella tulkinnassa on käytetty minimi- ja maksimikuorman väliä.

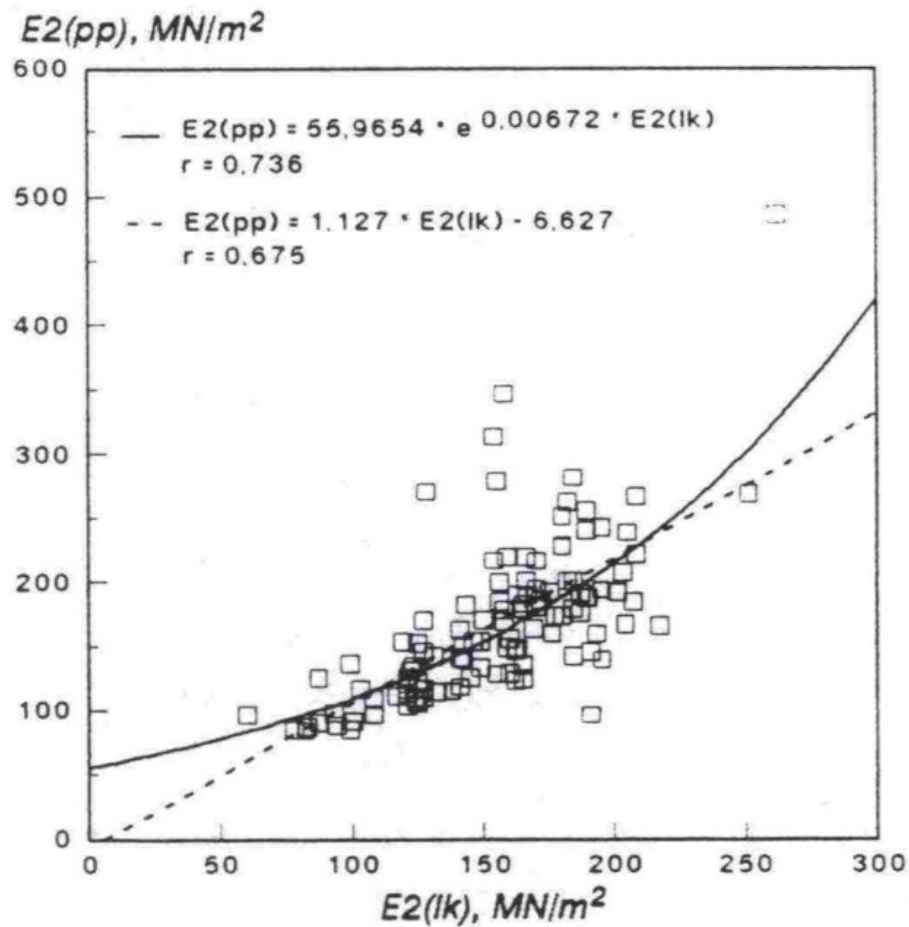
Taulukko 4.2 Jutikkalan eritasoliittymän PPL- ja LK-mittausten keskiarvot. (Alkio & Pihlajamäki, 2001)

TPPT 27, Jutikkalan eritasoristeys					
PLV	Pohjamaa	Jakava	Kantava	LK E2 (MPa)	PPL E2 (MPa)
200 - 350	Mr	Sr 0-65 mm, 70 cm	SrM 0-32 mm, 20 cm	188	157
350 - 460	Mr	Sr 0-65 mm, 70 cm	SrM 0-32 mm, 20 cm	172	154
540 - 640	Mr	Sr 0-65 mm, 70 cm	SrM 0-32 mm, 20 cm	168	172
640 - 740	Mr	Sr 0-65 mm, 70 cm	SrM 0-32 mm, 20 cm	173	161
820 - 920	Ka	-	SrM 0-32 mm, 20 cm	179	173

Vuonna 1991 mittauksia on tehty silloisen Hämeen tiepiirin alueella. Mittauksia on tehty sekä pudotuspainolaiteella että levykuormituskokeella kantavan kerroksen päältä ja muutamassa kohteessa myös jakavan kerroksen päältä. Tutkimuksessa mukana olleet kohteet on esitetty taulukossa 4.3 ja näistä saadut tulokset on esitetty kuvissa 4.8 ja 4.9.

Taulukko 4.3 Hämeen tiepiirin vuoden 1991 mittauskohteet (Savijoki, 1991).

Tielaitos 1991		
Kohde	Mittauskohteita	Mittauspisteitä
Vt 3, Helsinki - Tampere	4	20
Mt 291, Virala - Turenki	2	10
Mt 338, Aitovuori - Jäminkipohja	2	10
Mt 3051, Lehijärvi - Mierola	5	25
Mt 289, Tervakoski - Turkhauta	2	10
Pt 13836, Kiipula - Rauhalan pt.	2	10
Pt 13553, Jokioinen - Murronkulman pt.	2	10
Pt 13997, Saarenamaan pt.	3	15



Kuva 4.8 Pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen antamien tulosten välinen regressio kaikilla mittauspisteillä. (Savijoki, 1991)

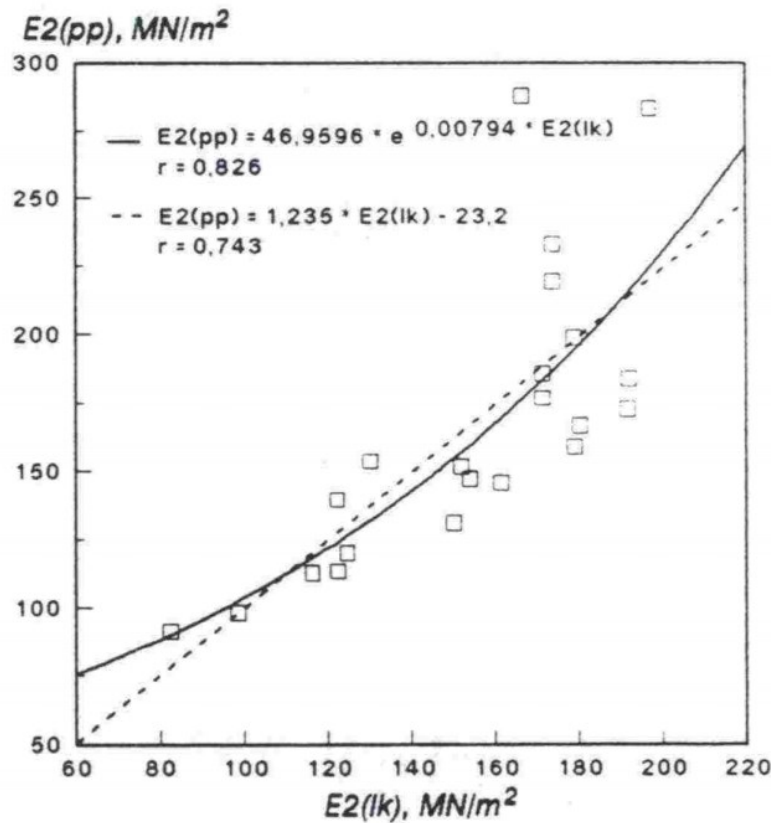
Kuten kuvasta 4.9 nähdään, on Hämeen tiepiirin mittauksissa levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitteen mittauskohteiden keskiarvojen välille lineaariseksi riippuvuudeksi saatu:

$$E_{PP} = 1,127 \cdot E_{LK} - 6,627 \Leftrightarrow E_{LK} = 0,887 \cdot E_{PP} + 5,880 \quad (4.7)$$

missä

E_{PP} on pudotuspainolaitteella mitattu kantavuus (MPa)

E_{LK} on levykuormituskokeen mitattu arvo (MPa).



Kuva 4.9 Pudotuspainolaiteen ja levykuormituskokeen välinen regressio mittauskohdekohtaisten keskiarvojen välillä (Savijoki, 1991).

Kuten kuvasta 4.9 nähdään, on Hämeen tiepiirin mittauksissa levykuormituskokeen ja pudotuspainolaiteen mittauskohdekohtaisten keskiarvojen välille lineaariseksi riippuvuudeksi saatu:

$$E_{PP} = 1,235 * E_{LK} - 23,2 \Leftrightarrow E_{LK} = 0,810 * E_{PP} + 18,8. \quad (4.8)$$

Molempien tarkastelujen korrelaation on ollut kohtalainen. Kuvista (4.8 ja 4.9) voidaan kuitenkin nähdä, että mittaustuloksissa on ollut myös suurta hajontaa.

Kolmannessa tutkimuksessa vuodelta 2006 on vertailtu pudotuspainolaitetta, Heavy Loadman-laitetta sekä levykuormituskokeetta. Tutkimuksessa on ollut mukana useita kohteita ja mittaukset on tehty päällysteen päältä. Tutkimuksessa mitatut kohteet ja tulokset on esitetty taulukossa 4.4.

Taulukko 4.4 Kesällä 2004 ja 2005 mitattujen kohteiden tulokset mittaus- (Tmit) ja referenssilämpötiloissa (Tref). (muokattu, Siika, 2006)

Kohde	Laitekohtaiset mittaustulokset E2 (Mpa)					
	HL (Tmit)	HL (Tref)	LKL (Tmit)	LKL (Tref)	KUAB (Tmit)	KUAB (Tref)
1. Koivumäentie	318	303	303	286		
2. Ojatie	429	417	349	324		
3. Laivanrakentajantie	580	548	289	335		
4. Aurinkotuulenkatu kp	211	209	242	237		
5. Jokisuuntie	360	389	290	339		
6. Gustav Pauligin katu	713	569	507	416	760	675
7. Maustetehtaankatu	234	220	312	281	332	329
8. Solvinkatu	617	564	395	340	558	552
9. Aurinkotuulenkatu	456	419	374	321	532	532
10. Pienen Villasaaren tie	293	278	299	272	386	380
11. Pienen Villasaaren kuja	177	172	239	229	272	273
12. Maaherrantie	381	367	324	301	655	587
13. Latokartanonkaari	218	224	292	301	331	327
14. Suunnittelijankatu	541	597	346	407	766	741
15. Insinöörinkatu	470	536	512	425	880	836
16. Leilikuja	338	318	299	266	298	301
17. Selim Lindqvistin kuja	244	230	235	209	258	251
18. kalkkivuorenkuja	293	301	268	290	335	335
19. Loukomiehentie jk	192	194	194	198	177	178

Tulosten perusteella määritettiin yhtälöt Heavy Loadmanille ja pudotuspainolaitteelle.

$$E_{2,HL} = 0,782071 * E_{2,LKL} + 10,5892 * h_{AB} \quad (4.9)$$

$$E_{2,KUAB} = 0,66726 * E_{2,LKL} + 23,0034 * h_{AB} \quad (4.10)$$

joissa

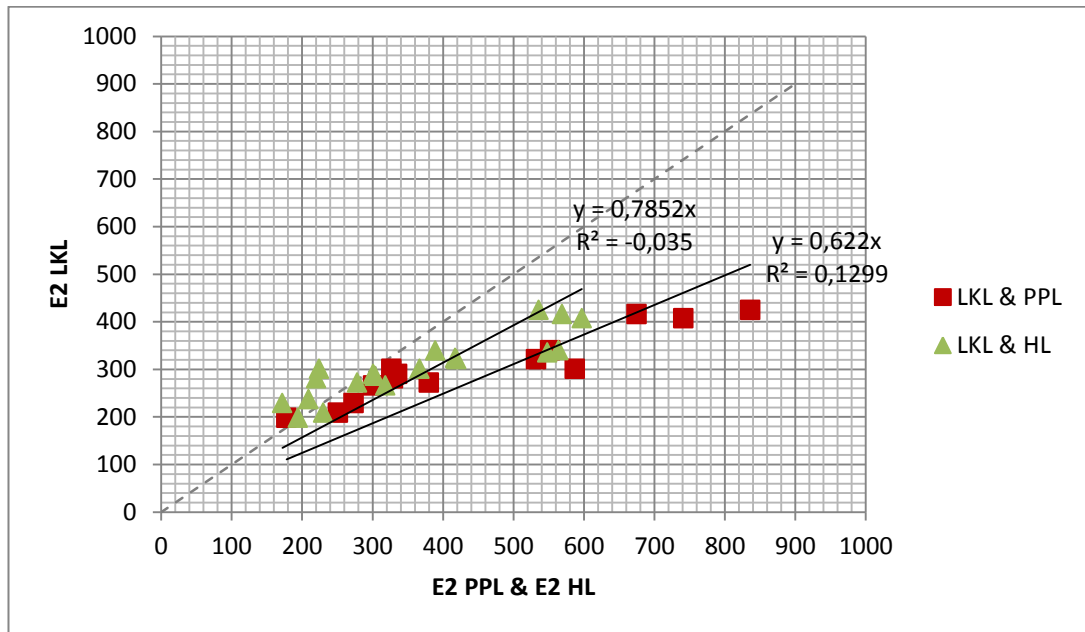
$E_{2,HL}$ on levykuormituskokeen perusteella laskettava Heavy Loadmanin tavoitekantavuus (MPa)

$E_{2,LKL}$ on levykuormituskokeen tavoitekantavuus (MPa)

h_{AB} on levykuormituskokeen tuloksen laskemiseen käytettävä päällystepaksuus (cm)

$E_{2,KUAB}$ on levykuormituskokeen perusteella laskettava pudotuspainolaitteen tavoitekantavuus (MPa).

Taulukossa 4.4 esitetyistä mittaustulokset vietiin Excel –ohjelmaan ja vertailun vuoksi mittauspisteisiin sovitettiin origon kautta kulkevat suorat, jotka eivät huomioi päällystepaksuuden vaikutusta.



Kuva 4.10 Taulukossa 4.4 esitetyt mittaustulokset esitettynä kuvaajina (Muokattu, Siika, 2006)

Kun taulukossa 4.4 esitetyille tuloksille sovitetaan origon kautta kulkeva suora saadaan levykuormituskokeen ja PPL:n välille kaava 4.11 ja levykuormituskokeen ja Heavy Loadmanin välille kaava 4.12.

$$E_{2,LKL} = 0,7852 * E_{2,HL} \quad (4.11)$$

$$E_{2,LKL} = 0,622 * E_{2,KUAB}. \quad (4.12)$$

Hämeenkadulla tehtiin vuonna 2016 muutamia mittauksia levykuormituskokeella ja pudotuspainolaitteella samoista kerroksista ja pisteistä. Mittaukset liittyivät Hämeenkadulla tehtyihin raitiotien koerakenteisiin. Näissä mittauksissa todettiin saatujen kantavuusarvojen eroavan toisistaan mittausten menetelmien välillä.

Taulukko 4.4 Hämeenkadun koerakenteilla tehty kantavuusmittaukset. E_{L2} on levykuormituskokeen tulos ja E_{P2} pudotuspainolaitteen tulos. (Hakala, 2016)

Piste	E_{L2}	E_{P2}	Ero (Mpa)	Ero (%)
1	159	135	24,00	18 %
2	66	59	7,00	12 %
3	70	57	13,00	23 %

Taulukossa esitetyt levykuormituskokeen tulokset on määritetty väliltä $0,3\sigma_{\max} - 0,7\sigma_{\max}$.

4.3 Muualla tehdyt tutkimukset

Diplomityön puitteissa ei Kanadasta, Saksasta tai Yhdysvalloista löytynyt tutkimuksia, joissa olisi suoraan tutkittu levykuormituskoetta ja raskasta pudotuspainolaitetta keskenään. Yhdysvalloissa (Murad et al. 2004) on tehty tutkimus, jossa muita menetelmiä on verrattu standardimenetelminä pidettyihin levykuormituskokeeseen ja pudotuspainolaitteeseen.

5. TUTKIMUSKOHTEET JA MITTAUSTULOKSET

5.1 Tehdyt tutkimukset

Tämän diplomityön yhteydessä tehtiin kantavuusmittauksia Tampereen raitiotieallianssin käynnissä olleilla työmaakohteilla. Suunnitelmana diplomityöhön tehdyissä tutkimuksissa oli löytää mahdollisimman erilaisissa pohjaolosuhteissa olevia kohteita, joissa päästiin kesän ja syksyn 2017 aikana mittamaan kantavuuksia. Tavoitteena oli päästä mittamaan kantavuudet pohjamaasta tai leikkauspohjasta riippuen kohteesta. Sen lisäksi mittauksia oli tarkoitus tehdä vähintään kantavan kerroksen päältä ja mahdollisuuksien mukaan sepeliraiteelta eri kerroksista.

Kantavuusmittausmenetelminä kohteilla olivat levykuormituskoe sekä raskas pudotuspainolaite. Mittauksien tekijäksi valittiin Road Masters Oy. Kalustona mittauksissa käytettiin mainitun yrityksen levykuormituskoekalustoa, joka oli tässä tapauksessa yhdellä mittakellolla varustettu. Pudotuspainolaitemittaukset tehtiin myös kyseisen yrityksen kalustolla ja pudotuspainolaitteena oli KUAB:n valmistama 2M –malli. Tutkimuksia tehtiin jokaisella mittaukerralla suunnilleen sama määrä. Pudotuspainolaitemittauksia tehtiin aina useita, sillä niihin kuluva aika ei ollut este mittauksien tekemiselle. Levykuormituskokeita tehtiin aikataulusyistä noin 8 - 10 kappaletta kullakin kohteella.

5.2 Tutkimuskohteiden kuvaukset

Tutkimuskohteet valittiin kesän ja syksyn aikana käynnissä olleista työkohteista. Kohdeet sovittiin hankkeen lohkopäälliköiden kanssa, joilta saatiin ehdotuksia aikataulullisesti sopivista kohteista. Mahdollisten tutkimuskohteiden pohjamaata arvioitiin hanketta varten tehtyjen kairausten ja maatulkausten perusteella. Tutkimuskohteiksi valikoitui kaksi kiintoraideosuudella olevaa kohdetta sekä yksi sepeliraideosuudella sijaitseva kohde.

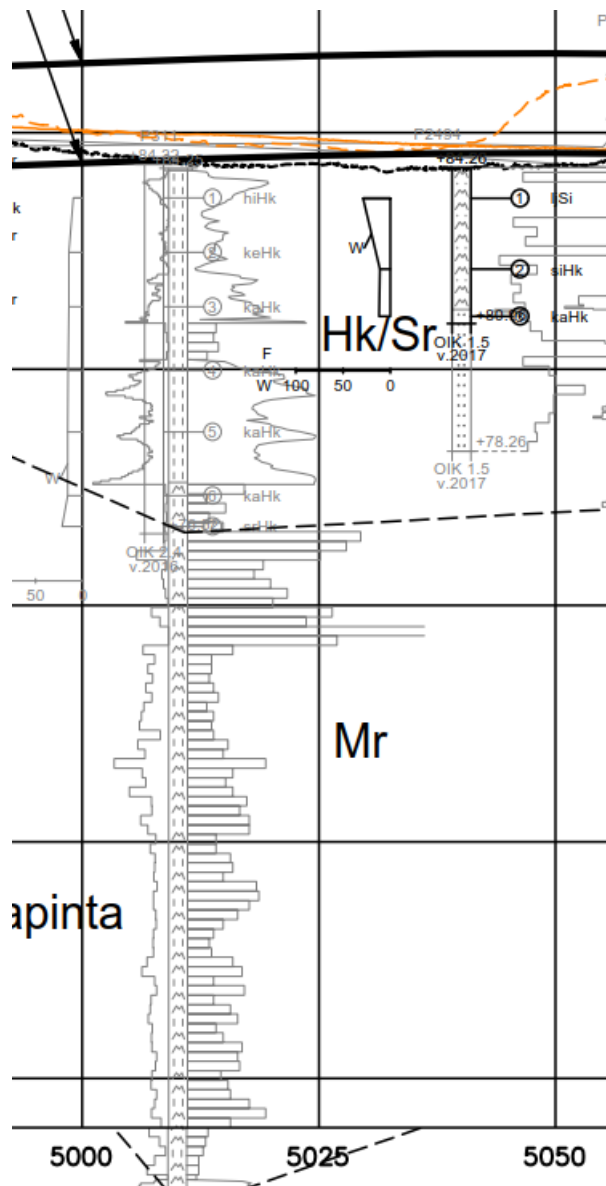
5.2.1 Vuohenoja

Vuohenojan tutkimuskohde sijaitsee raitiotiehankkeen loholla 3. Tutkimuskohde on Hervannan valtavyölylän varrella ratasillan ja hankkeen tukimuurin 27 välisellä alueella. Tutkimus tehtiin toteutusvaiheen paalutuksen mukaan noin paaluvälille 5010-5040. Tutkimuskohteen sijainti on esitetty kuvassa 5.1.



Kuva 5.1 Tutkimuskohteen sijainti kartalla

Pohjatutkimusten mukaan tutkimuskohteen pohjamaa on maanpinnassa hienoa hiekkaa, joka muuttuu keskihiekaksi ja karkeaksi hiekaksi. Pohjatutkimuksissa on havaittu myös liejuista silttiä lähellä maanpintaa. Tutkimuskohteen kohdalta tehdyt pohjatutkimukset on esitetty kuvassa 5.2.



Kuva 5.2 Tutkimuskohteesta tehtyt pohjatutkimukset paaluvälillä 5000-5050.

Vuohenojan tutkimuskohteessa raitiotien rakenteena on perinteinen sepeliraide, jonka alusrakenteen paksuus on noin 1,95 metriä tukikerroksen alapintaan.

Mittauskerta 30.6.2017

Tutkimuskohteella tehtiin ensimmäiset mittaukset pohjamaasta aamupäivällä 30.6.2017. Pohjamaa oli silmämääräisten arvioiden mukaan savea tai savista silttiä. Pohjamaan pintaan oli sekoittuneena hieman alueella täytöissä käytettävää soraa. Kairausten perusteella pohjamaa on vaihtelevasti silttiä tai hiekkaa. Tutkimuspäivänä sää oli aurinkoinen. Pohjamaa oli mittaushetkellä kuiva. Ennen mittauksia alueella ei ollut satanut muutamia päiviä.



***Kuva 5.3** Vuohenojan tutkimuskohteen pohjamaa silmämääräisesti*

Kohteessa tehtiin pohjamaan kantavuusmittaukset KUAB -pudotuspainolaitteella sekä levykuormituskokeella. Tutkimukset teki Road Masters Oy. Ennen mittauksia pohjamaan pinta tiivistettiin kevyesti 400 kg tärylevyllä yhdellä ylityskerralla. Pohjamaasta tehtiin yhteensä 20 kpl pudotuspainolaitemittauksia ja 8 kpl levykuormituskokeita. Ensimmäisenä tehtiin PPL -mittaukset noin 1 – 1,5 metrin välein. Tämän jälkeen PPL -mittauspisteiden välistä tehtiin levykuormituskokeita. Levykuormituskokeen vastapainona toimi hydraulinen kaivinkone (KKH 22).

Mittauskerta 5.7.2017

Tutkimuskohteella tehtiin toinen kantavuusmittaus 5.7.2017 aamupäivästä. Mittauspäivän sää oli puolipilvinen ja lämpötila oli noin +16 °C. Edellisen päivän ja yön aikana oli ollut rankkoja sateita.

Pohjamaata oli täytetty, mittauskertaan 30.6. verrattuna noin 0,3 metrin paksuisella sorakerroksella paalun 5010 kohdalla. Kerroksen paksuus kasvoi paalun 5030 kohdalla noin 0,5 metriin. Ennen mittauksia kerros tiivistettiin vielä 400 kg tärylevyllä ja pinta tasattiin 6 tn valssijyrällä ilman täryä. Kerrosta tiivistettäessä havaittiin kerroksen olevan lähes vedellä kyllästynyttä, sillä tiivistys nosti kerroksen pinnalle vettä.

Mittaukset toteutettiin samalla kalustolla kuin 30.6.2017 tehdyt mittaukset. Pudotuspainolaitteella tehtiin 18 kpl mittauksia penkereen keskilinjalta. PPL -mittauksien viereen tehtiin 8 kpl levykuormituskokeita valittujen PPL -mittauspisteiden viereen.

Mittauksia tehtäessä havaittiin materiaalin vedellä kyllästymisen vaikuttavan selkeästi kantavuuksiin, sillä tulokset antoivat selkeästi huonompia kantavuuksia kuin laskennallisesti olisi pitänyt saada pohjamaan mittauksien ja soralla yleisesti käytettävien E-moduulien perusteella. Lisäksi levykuormituskokeita tehdessä havaittiin kuormituskoh-tien pinnalle nousseen vettä (kuva 5.4). Viimeisenä tehtyjen levykuormituskokeiden LKK6-LKK8 aikana todettiin rakenteen ehtineen jo hieman kuivua. Lisäksi havaittiin kokeiden jälkeen, että aamulla selkeästi silmämääräisesti pehmeät kohdat olivat kuivu-neet ja jo silmämääräisesti tarkasteltuna kantavuuden parantuneen. Kuvassa 5.5 näkyy selkeästi pehmeä kohta, johon noin kahden tonnin painoinen pudotuspainolaiteen veto-auto on jättänyt renkaan jäljet. Myöhemmin kuvan 5.4 mukaiseen kohtaan ei jäänyt enää täydessä sorakuormassa olleen kuorma-auton jälkiä.

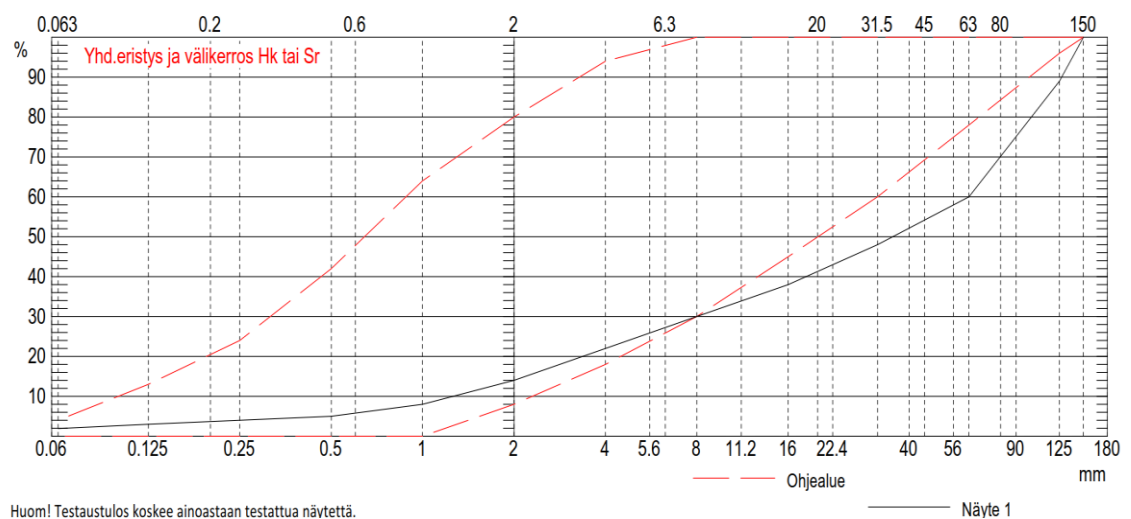


Kuva 5.4 Kuva sorakerroksen pinnasta levykuormituskokeen tekemisen jälkeen.

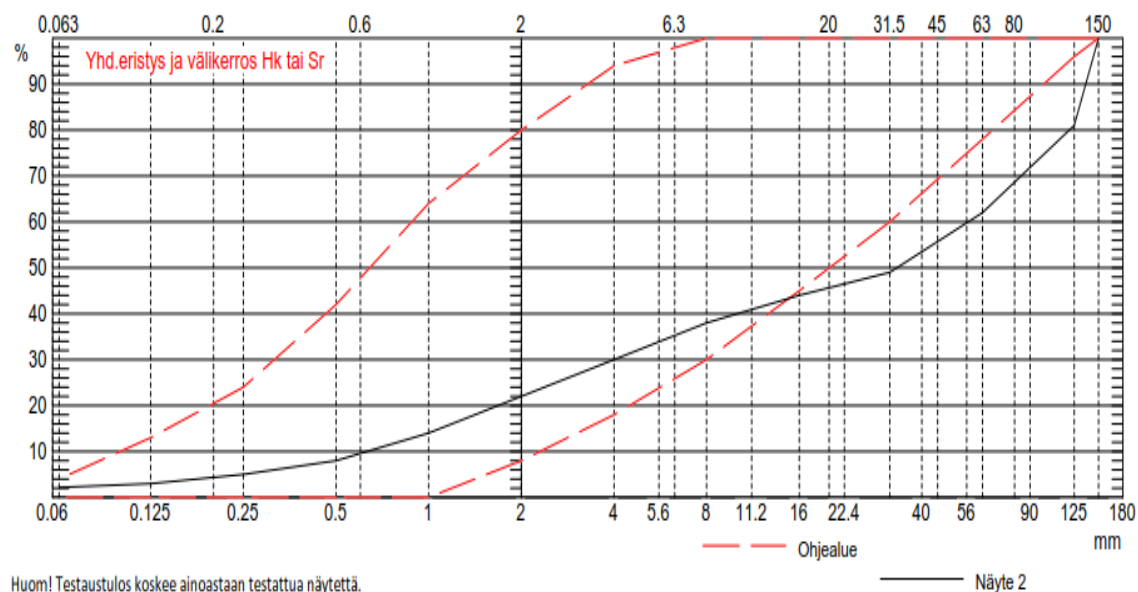


Kuva 5.5 Tiivistetty vedellä kyllästynyt kohta PPL-mittauksen jälkeen.

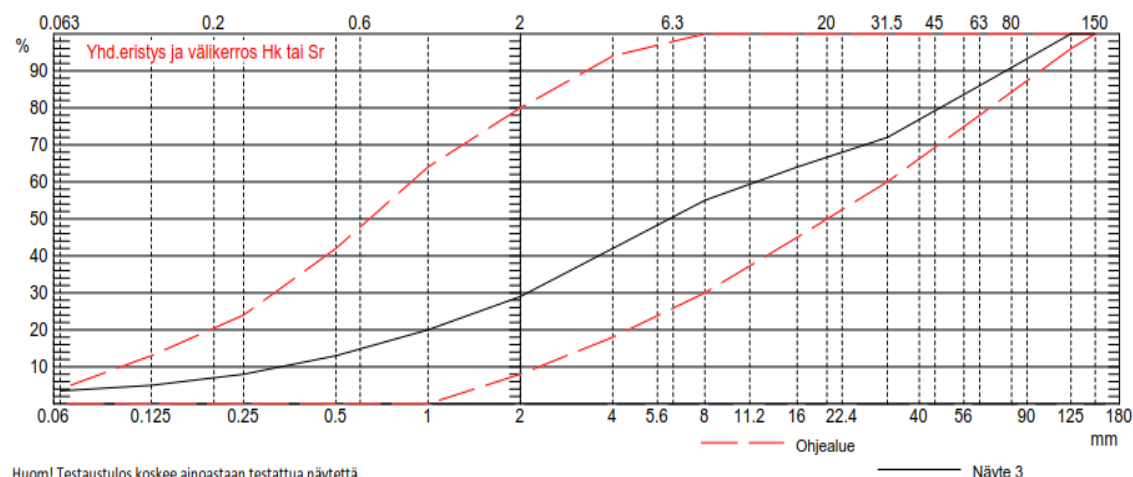
Vedellä kyllästymisestä johtuen kantavuusmittauksien antamien tulosten todenmukaisuus voidaan kyseenalaistaa. Kuitenkin saaduista tuloksista voidaan vertailla tutkimuksesta saatuja tuloksia keskenään ja arvioida niiden yhteneväisyyttä.



Kuva 5.6 Tutkimuskohteen alueella käytetyn soran rakeisuus. Näyte otettu rakenteesta pl 4945.



Kuva 5.7 Tutkimuskohteen alueella käytetyn soran rakeisuus. Näyte otettu rakenteesta pl 4949



Kuva 5.8 Tutkimuskohteen alueella käytetyn soran rakeisuus. Näyte otettu rakenteesta pl 5244

Alueella käytetyn soran rakeisuudessa on ollut suuria vaihteluja, kuten kuvista 5.6 -5.8 voidaan nähdä. Kaikki edellä olevat näytteet on otettu alueelle levitetystä ensimmäisestä sorasta rakennetusta eristys- ja välikerroksesta.

Mittauskerta 13.11.2017

Vuohenojan tutkimuskohteella viimeinen mittauskerta tehtiin maanantaina 13.11 aamupäivästä. Mittauspäivän sää oli poutainen ja lämpötila oli noin +4 °C. Mittauspäivää edeltäneenä viikonloppuna oli satanut runsaasti, joten mitattava rakenne oli kostea.

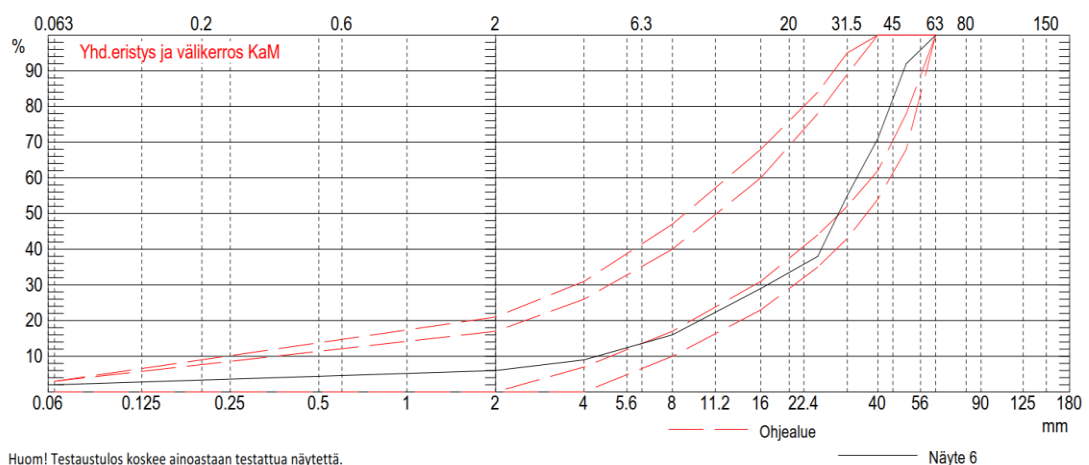
Edellisen mittauskerran jälkeen kohteeseen oli tehty noin 1,2 m pengeri sorasta ja 0,3 m välikerros 0/63 mm murskeesta. Mittaukset tehtiin murskekerroksen pinnasta sekä levy-

kuormituskokeella että pudotuspainolaiteella. Tutkimukset tehtiin samalta paaluväliltä kuin aiemmatkin mittaukset. Mittauksien tuloksiin on saattanut vaikuttaa kohtalaisen kostea rakenne sekä se että murskekerrosta ei ollut vielä tiivistetty täydellisesti. Mittaukset kohteella kävi tekemässä Road Masters Oy samalla kalustolla kuin aiemmat mittaukset.



Kuva 5.9 Mittauskohde ennen mittauksien aloittamista.

Mittauskohteella tehtiin ensin pudotuspainolaitemittaukset, jonka jälkeen tehtiin levykuormituskokeet. Kohteesta tehtiin yhteensä 20 kappaletta pudotuspainolaitemittauksia ja 10 kappaletta levykuormituskokeita.



Kuva 5.10 Tutkimuskohteen ylimmässä 300 mm välikerroksessa käytetyn murskeen rakeisuus. Näyte otettu rakenteesta.

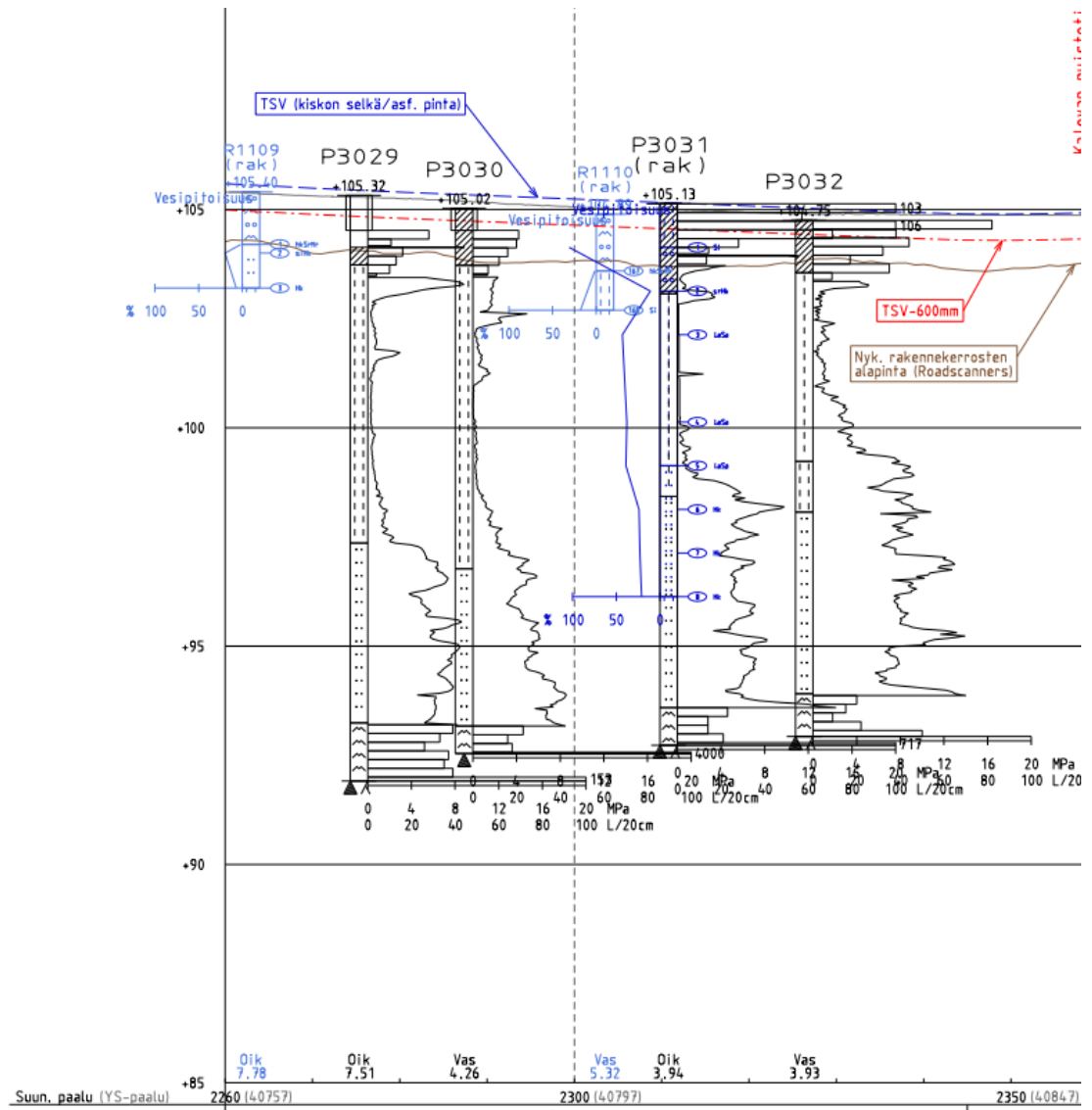
5.2.2 Itsenäisyydenkatu

Itsenäisyydenkadun mittauskohde sijaitsee Raitiotiehankkeen lohkollla 1. Tarkemmin mittauskohde sijaitsee Itsenäisyydenkadulla Sammonaukion ja Salhojankadun välissä ja mittauskohteena oli pohjoisen raiteen alusrakenne.



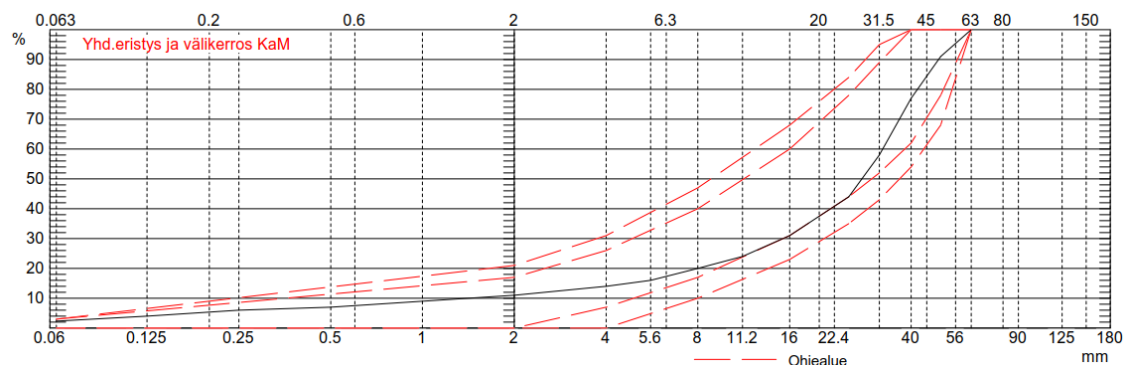
Kuva 5.11 Itsenäisyydenkadun mittauskohde. Sijainti rajattu mustalla reunuksella.

Mittauspaikan kohdalla raitiotie perustetaan osin nykyisen kadun rakennekerrosten vaaraan. Kohteesta tehtyjen pohjatutkimusten perusteella mittauskohdan leikkauspohjan tason (tsv-900) alle jää vanhoja kadun rakennekerroksia 0,3 m - 0,7 m. Pohjatutkimuksien mukaan mittauskohteen pohjamaa on siltiä, josta se muuttuu laihaksi saveksi itään päin mentäessä. Kuvassa 5.12 on esitetty kohteen pohjatutkimukset.



Kuva 5.12 Itsenäisyydenkadun kohteen pohjatutkimukset

Leikkaustason päälle tehtiin uusia rakennekerroksia 300 mm paksuudelta. Rakennekerrosmateriaalina käytettiin 0/63 mm mursketta. Kuvassa 5.13 on esitetty rakenteessa käytetyn kalliomurskeen rakeisuusjakautuma.



Kuva 5.13 Itsenäisyydenkadulla käytetty kalliomurske.

Mittauskerta 12.9.2017

Itsenäisyydenkadun kohteessa ensimmäinen mittaus tehtiin 12.9.2017. Mittauspäivän aamuna satoi jonkin verran vettä, mutta vähän ennen mittauksien aloitusta sade loppui. Mitattava alusta oli siis mittaushetkellä liian kostea, jos pinnasta olisi haluttu saada parhaat kantavuudet. Ennen mittausten aloittamista pohja tiivistettiin vielä 400 kg täryllevyllä yhdellä ylityskerralla, sillä pintakerros oli löyhtynyt.

Kohteesta tehtiin yhteensä 24 pudotuspainolaitemittausta ja 9 levykuormituskoetta. Mittaukset teki Road Masters Oy samalla kalustolla kuin Vuohenojan kohteen mittauksetkin. Mittaukset aloitettiin pudotuspainolaitteella Salhojankadun suunnasta, joiden jälkeen levykuormituskokeet tehtiin alkaen samasta suunnasta.



Kuva 5.14 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohde Sammonaukion suunnasta.

Leikkauspohjan tasolla (tsv-900), josta mittaukset tehtiin, maamateriaali oli pohjatutkimusten mukaan soraista hiekkaa (srHk), joka on todennäköisesti vanhaa katurakennetta. Kuten kuvasta 5.14 nähdään, myös silmämääräinen arvio materiaalista oli samansuuntainen.

Mittauskerta 22.9

Itsenäisyydenkadulla tehtiin toiset kantavuusmittaukset 22.9.2017 iltapäivästä. Mitattavana pintana oli #0/63 murskeesta tehty kantavan kerroksen pinta. Ensimmäisen mittauskerran leikkauspohjaa oli täytetty 300 mm kerroksella #0/63 mm mursketta. Tästä pinnasta raitiotieallianssilla oli vaatimuksena 80 MPa kantavuus. Työmaalla mitattavaa kerrosta oli kasteltu runsaasti juuri ennen mittauksia, kuten kuvasta 5.15 voidaan havaita.



Kuva 5.15 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohde oli juuri kasteltu ennen mittauksia.

Mittaukset tehtiin samalla kalustolla kuin ensimmäisellä mittauskerrallakin. Mittaukset aloitettiin PPL -mittauksilla (30 kpl) ja tämän jälkeen tehtiin levykuormituskokeet (10 kpl). Koska rakennetta oli kasteltu juuri ennen mittauksia, päätettiin tehdä seuraavan viikon maanantaina vertailun vuoksi mittaukset kuivasta rakenteesta.

Mittauskerran tuloksissa havaittiin PPL -mittausten osalta mitaushetkellä kaksi vaatimuksen alittavaa tulosta aivan mitauskohteen itäpäässä (kuvassa 5.15) kaivinkoneen kohdalla. Alittavien tulosten todettiin sijaitsevan kaapelimaton päällä ja tuloksien pääteltiin johtuvan tästä epäjatkuvuuskohdasta rakenteesta (kuva 5.16)



***Kuva 5.16** Kuvassa oransseilla risteillä merkittynä heikompien mittaustulosten pisteet ja taustalla näkyy kaapelikaivo ja siitä lähtevät suojaputket.*

Mittauskerta 25.9.2017

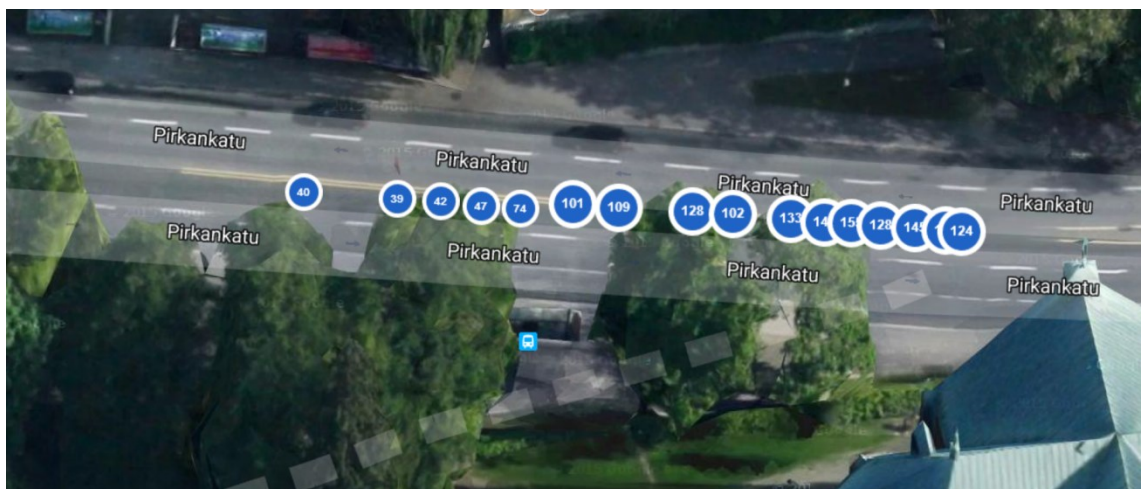
Itsenäisyydenkadun kohde käytiin mittamaassa uudelleen seuraavan viikon maanantai-aamuna 25.9.2017, sillä viikonloppuna ei ollut satanut ja rakenne oli saanut kuivua. Tarkoituksena oli verrata tuloksia perjantain tuloksiin, jolloin mitattaessa rakenne oli juuri kasteltu. Kohteessa tehtiin mittaukset samalla kalustolla kuin perjantaina ja mittauksia tehtiin sama määrä. Mittaukset sijoitettiin perjantain mittauspisteiden läheisyyteen, jotta mittaukset olisivat vertailukelpoisia. Mittaushetkellä sää oli poutainen ja lämpötila oli noin +4 °C.



***Kuva 5.17** Itsenäisyydenkadun tutkimuskohde kuivana ennen maanantain 25.9.2017 mittauksia.*

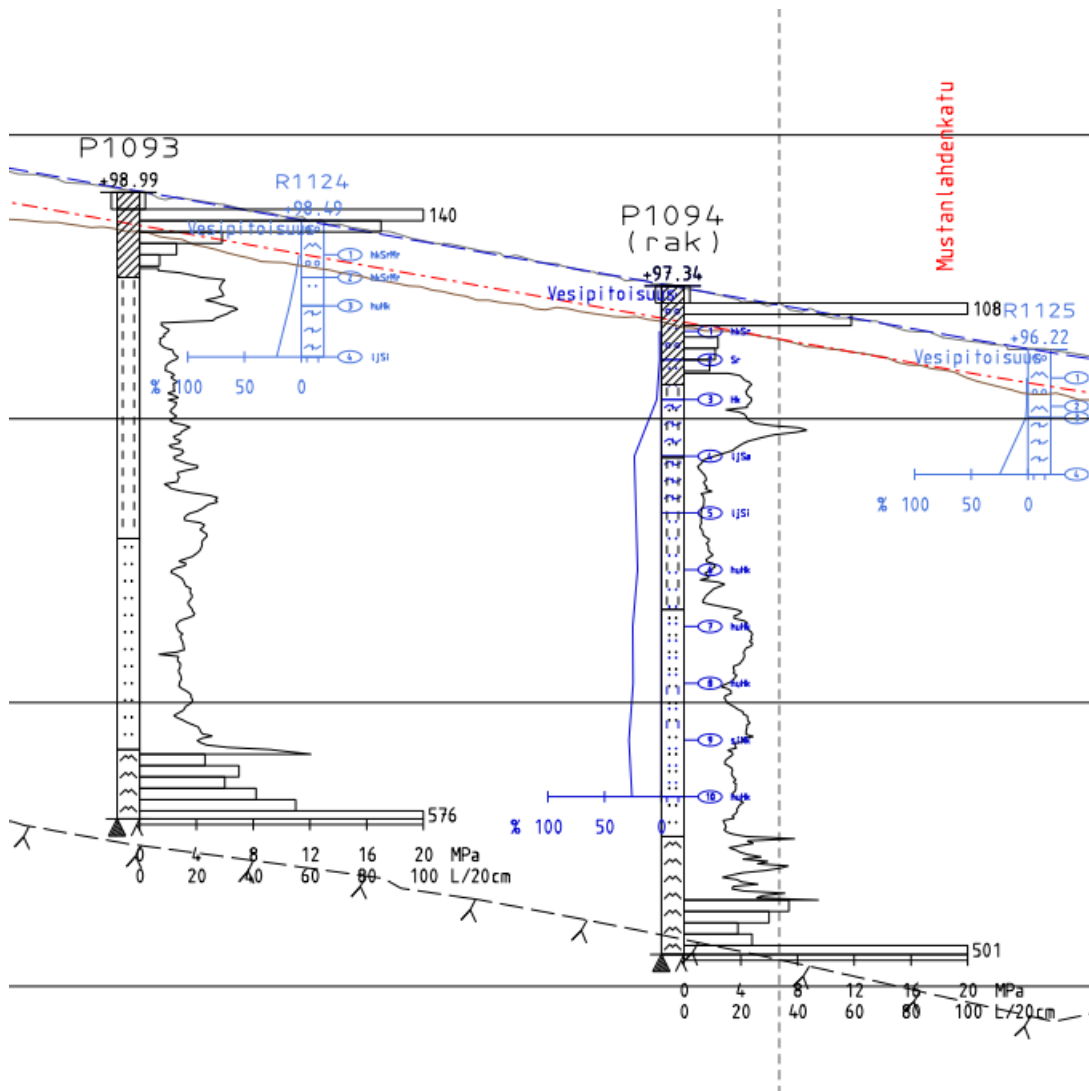
5.2.3 Pirkankatu

Pirkankadun tutkimuskohde sijaitsi raitiotiehankkeen loholla 1. Tutkimuskohde sijaitsee Pirkankadulla Mustalahdenkadun ja Kortelahdenkadun välissä. Tutkimuskohteen tarkempi sijainti on esitetty kuvassa 5.18.



***Kuva 5.18** Pirkankadun tutkimuskohteen sijainti sekä pudotuspainolaitemittausten tulokset. (Road Masters Oy).*

Kohteesta raitiotien suunnittelua varten tehtyjen pohjatutkimusten mukaan pohjamaa vanhojen kadun rakennekerrosten alla oli liejuista savea, joka muuttui syvemmälle mennessä liejuiseksi siltiksi ja humuspitoiseksi hiekaksi.



Kuva 5.19 Pirkankadun tutkimuskohteesta tehty pohjatutkimukset (Tampereen raitiotieallianssi).

Pirkankadun tutkimuskohteessa kiintoraidelaatan alle tehtiin osittain 300 mm uusi murskekerros ja osittain kiintoraidelaatta perustettiin suoraan leikkauspohjalle vanhojen kadun rakennekerrosten varaan.

Mittauskerta 25.10.2017

Pirkankadun ensimmäiset mittaukset tehtiin 25.10.2017 iltapäivällä, jolloin sää oli poutainen ja lämpötila noin +2 °C. Mittaukset tehtiin leikkauspohjasta osittain tasolta tsv-600 ja osin tasolta tsv-900. Tämä johtui siitä, että tutkimuskohde osui kohtaan, jossa kiintoraidelaatan perustamistapa muuttui. Tsv-600 alueella kiintoraidelaatta perustetaan suoraan nykyisten kerrosten varaan. Tsv-900 osuudella leikkauspohjaa täytetään 300 mm paksuisella murskekerroksella.



Kuva 5.20 Vanhat kadun rakennekerrokset, joiden varaan kiintoraidelaatta perustetaan.

Kohteesta tehtiin yhteensä 8 kappaletta levykuormituskokeita ja 16 kappaletta pudotuspainolaitemittauksia. Mittaukset aloitettiin levykuormituskokeilla, jonka jälkeen heti perään tehtiin PPL -mittaukset. Ennen mittauksia leikkauspohja tiivistettiin 400 kg tärylevyllä kahdella ylityskerralla, jotta mitattavasta pinnasta saatiin tiivis. Mittaukset teki Road masters Oy samalla kalustolla kuin aiemmat tutkimuskohteet.



Kuva 5.21 Pirkankadun tutkimuskohde.

Kuvassa 5.21 vanhat rakennekerrokset paksunevat kuvaussuunnassa. Kohteen heikoimmat kantavuudet leikkauspohjasta mitattiin kuvanottopaikan kohdilta ja suurimmat kantavuudet kuvassa näkyvän kaivinkoneen kohdilta.

5.3 Levykuormituskokeen tulokset

Levykuormituskokeita tehtiin diplomityön aikana yhteensä 62 kappaletta. Levykuormituskokeiden tulokset on koottu taulukkoihin. Taulukoissa tehdyt mittaukset on jaettu mittauskohteittain ja rakennekerroksittain. Taulukoissa on myös esitetty mittauksista saadut tiiviyssuhteet E_2/E_1 , joita pystytään myös vertailemaan.

5.3.1 Levykuormituskokeiden tulokset Vuohenojalla

Taulukoissa 5.1 – 5.3 on esitetty Vuohenojan tutkimuskohteesta tehtyjen levykuormituskokeiden tulokset.

Taulukko 5.1 Levykuormituskokeen tulokset Vuohenojan tutkimuskohteen pohjamaasta.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
22	40	74	1,83	52	129	2,47
24	22	44	2,03	27	69	2,60
27	23	42	1,83	29	66	2,23
30	15	-	-	19	-	-
33	12	24	2,02	12	29	2,37
37	31	56	1,82	43	85	1,96
39	30	48	1,58	42	73	1,72
40	34	57	1,66	47	95	2,04
ka.	26	49	1,82	34	78	2,20

Pohjamaasta tehtyjen levykuormituskokeiden mukaan pohjamaan kantavuus oli hyvin vaihtelevaa. Noin paalulta 29 tehdyssä mittauspisteessä mittakellon lukema-asteikko ylittyi ja pisteestä saatiin laskettua vain tulos ensimmäiselle kuormituskerralle eli E_1 .

Taulukko 5.2 Levykuormituskokeen tulokset Vuohenojan tutkimuskohteen 300 mm penkereen päältä.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
12	33	60	1,78	41	87	2,10
13	31	59	1,92	41	73	1,79
14	26	46	1,81	33	65	1,95
15	33	55	1,66	41	80	1,94
17	33	59	1,77	42	82	1,98
19	13	26	2,00			
21	32	56	1,76	39	71	1,81
27	13	24	1,90			
ka.	27	48	1,83	40	76	1,93

Mittauskerran 5.7.2017 levykuormituskokeen tuloksia vertaamalla pohjamaasta mitattuihin tuloksiin voidaan nähdä, että olosuhteilla on ollut vaikutusta kantavuustuloksiin. Ohuen 300 mm paksuisen penkereen päältä saatiin samansuuruisia jopa paikoin pienempiä tuloksia kuin pohjamaasta mitattaessa. Mittauskerralla 5.7.2017 penger oli runsaiden sateiden jälkeen lähes vedellä kyllästynyt. Vertaamalla 5.7.2017 mitattuja tuloksia pohjamaan keskiarvoon ja laskemalla Ödemarkin –kaavalla (kaava 3.1) soralle tyyppillisillä E-moduuleilla rakenteesta laskennallisesti saatava kantavuus olisi pitänyt olla vähintään 70 MPa luokkaa.

Taulukko 5.3 Levykuormituskokeen tulokset Vuohenojan tutkimuskohteen tukikerroksen alapinnasta.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
19	97	177	1,83	104	237	2,27
20	68	142	2,07	81	199	2,44
22	61	136	2,21	62	178	2,88
23	81	133	1,63	83	178	2,13
25	69	152	2,21	75	202	2,68
26	61	124	2,03	66	167	2,53
29	67	117	1,73	73	159	2,18
32	61	115	1,89	66	155	2,36
36	51	117	2,30	52	147	2,83
37	48	137	2,86	52	183	3,53
ka.	66	135	2,08	71	180	2,58

Mittauskerran 13.11.2017 tuloksista voidaan nähdä todennäköisesti huonosta tiivistämisestä johtuvaa kantavuuden runsasta vaihtelua lyhyen mittausalueen sisällä. Tiivistys-suhde vaihtelee myös voimakkaasti ja on paikoitellen jopa erittäin huono, mikä indikoi riittämätöntä tiivistystyötä.

5.3.2 Levykuormituskokeiden tulokset Itsenäisyydenkadulla

Itsenäisyydenkadulla levykuormituskokeita tehtiin kolmena päivänä. Tulokset mittauksista on koottu taulukoihin 5.4 -5.7.

Taulukko 5.4 Levykuormituskokeen tulokset Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen leikkauspohjasta.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
1	44	76	1,75	51	102	1,97
5	41	76	1,88	49	104	2,11
9	43	80	1,85	50	102	2,03
13	32	58	1,82	38	81	2,14
19	26	45	1,74	29	57	2,01
27	21	28	1,38	26	36	1,41
33	23	-	-	17	-	-
39	13	-	-	15	-	-
41	31	54	1,73	36	67	1,87
ka.	30	60	1,74	35	79	1,94

Pohjamaasta tehdyistä mittauksista (taulukko 5.4) nähdään pohjamaan vaihtelevuus mittausalueella. Paaluilla 33 ja 39 tehdyt mittaukset jouduttiin lopettamaan ensimmäisen kuormituksen jälkeen, sillä mittausalue ylitettiin. Mittauksista on selkeästi havaittavissa pehmeämpi alue noin paaluvälillä 25 – 40.

Taulukko 5.5 Levykuormituskokeen tulokset Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen kiintoraidelaatan alapinnasta märkänä.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
1	85	132	1,55	96	175	1,82
5	100	148	1,49	109	188	1,72
9	100	148	1,48	108	191	1,77
13	101	152	1,51	107	197	1,84
19	68	127	1,87	72	159	2,23
23	95	145	1,52	105	211	2,01
29	84	130	1,54	97	180	1,85
37	110	157	1,42	124	206	1,66
43	119	165	1,38	140	217	1,55
49	76	113	1,49	90	145	1,62
ka.	94	142	1,53	105	187	1,81

Kastellusta kantavasta kerroksesta tehdyt mittaukset olivat tuloksiltaan huomattavasti pohjamaasta mitattuja tasaisemmat. Paaluilla 19 ja 23 mitatuista tuloksissa havaitaan hieman huonommat tiivistyssuhteet kuin muissa.

Taulukko 5.6 Levykuormituskokeen tulokset Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen kiintoraidelaatan alapinnasta kuivana.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
4	79	119	1,50	85	152	1,78
8	119	172	1,44	131	227	1,73
8	120	169	1,41	136	231	1,70
12	117	159	1,37	138	221	1,60
16	91	138	1,52	95	184	1,93
22	89	139	1,56	92	178	1,93
26	109	161	1,48	119	210	1,76
32	91	153	1,67	86	187	2,17
44	105	159	1,52	116	203	1,74
50	100	153	1,53	113	196	1,74
ka.	102	152	1,50	111	199	1,81

Kuivana mitatusta kantavasta kerroksesta mitatut tulokset olivat keskimäärin noin 10 MPa suurempia kuin märkänä mitatut. Kuitenkin mittauksissa saatiin myös heikompia

tuloksia kuin märkänä mitatuissa. Tiiviyssuhteet kuitenkin olivat pienemmät kuin ensimmäisellä mittauksella tehdyistä mittauksista.

5.3.3 Levykuormituskokeiden tulokset Pirkankadulla

Pirkankadun mittaukset on esitetty taulukossa 5.7. Pirkankadulla mittaamaan päästiin vain yhtenä päivänä.

Taulukko 5.7 Levykuormituskokeen tulokset Pirkankadun tutkimuskohteen leikkauspohjasta.

Paalu	$\sigma_{\min}-\sigma_{\max}$			$\sigma_{(30\%)} - \sigma_{(70\%)}$		
	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}	E_{L1}	E_{L2}	E_{L2}/E_{L1}
28	68	133	1,95	68	163	2,37
24	50	106	2,13	51	131	2,57
20	72	133	1,83	85	162	1,92
16	53	92	1,73	56	112	2,01
12	55	97	1,76	58	118	2,05
8	38	62	1,62	41	75	1,84
4	20	32	1,61	23	40	1,71
ka.	51	93	1,81	55	114	2,07

Pirkankadun ensimmäisten mittauksien pisteet 6 ja 7 on tehty tasolta tsv-900, jolloin vanhoja kerroksia on ollut vähän. Tämä selittää alhaisemmat kantavuudet. Taulukossa 5.7 on esitetty seitsemän mittauksen, vaikka kohteesta tehtiin yhteensä kahdeksan levykuormituskokeetta. Tähän on syynä, että viimeisestä pisteestä ei saatu tulosta vaan mittakellon lukemaraja ylitettiin. Mittaus tehtiin suoraan pohjamaan päältä.

5.4 Pudotuspainolaitemittausten tulokset

Pudotuspainolaitteella mittauksia tehtiin samoista kohteista kuin levykuormituskokeetkin. Pudotuspainolaitteella tehtyjä mittauksia on kuitenkin huomattavasti enemmän, sillä niiden tekeminen on merkittävästi nopeampaa. Kappaleissa 5.4.1 – 5.4.3 on esitetty mittauskohteista saadut PPL- mittaustulokset sekä havaintoja mittauksista.

5.4.1 Pudotuspainolaitemittausten tulokset Vuohenojalla

Vuohenojan mittauskohteessa pudotuspainolaitemittauksia tehtiin kolmesta eri kerroksesta. Näistä mittauksista saadut tulokset on koottu taulukkoon 5.8. Tuloksissa matalan penkereen päältä mitatut tulokset eivät anna oikeaa kuvaa rakenteen kantavuudesta sillä, kuten aiemmin on mainittu, kerros oli lähes vedellä kyllästynyt mittaushetkellä.

Taulukko 5.8 Vuohenojan PPL –mittausten tulokset

Paalu	Mittauskerta 30.06.2017			Mittauskerta 05.07.2017			Mittauskerta 13.11.2017		
	Leikkauspohja			0,3 m eristyskerros			Tukikerroksen alapinta		
	E _{PPL1}	E _{PPL2}	E _{PPL2} /E _{PPL1}	E _{PPL1}	E _{PPL2}	E _{PPL2} /E _{PPL1}	E _{PPL1}	E _{PPL2}	E _{PPL2} /E _{PPL1}
10				31	45	1,40			
11				41	56	1,29			
12				47	63	1,41			
13				46	61	1,27			
14				46	59	1,11			
15				32	42	1,28			
16				28	37	1,31			
17				26	35	1,26			
18				20	27	1,27			
19				19	27	1,40	119	184	1,55
20	60	85	1,40	41	52	1,33	216	292	1,35
21	64	86	1,36	37	46	1,36	115	175	1,53
22	54	78	1,44	29	38	1,35	129	191	1,48
23	40	69	1,70	18	24	1,33	104	168	1,61
24	39	55	1,42	18	20	1,30	142	189	1,34
25	24	40	1,67	16	20	1,33	156	194	1,25
26	21	30	1,44	20	29	1,34	108	169	1,57
27	19	28	1,48	36	46	1,36	107	173	1,61
28	25	35	1,42	27	37	1,43	98	160	1,62
29	20	27	1,40				102	156	1,53
30	23	34	1,45				97	151	1,56
31	27	43	1,57				137	166	1,21
32	36	48	1,34				116	157	1,36
33	20	29	1,43				113	174	1,54
34	17	23	1,38				78	141	1,82
35	25	35	1,38				88	151	1,70
36	37	55	1,49				94	156	1,66
37	66	101	1,52				113	173	1,54
38	56	78	1,40				118	169	1,44
39	27	54	1,98						
ka.	35	52	1,48	30	40	1,32	118	174	1,51

Rakentamisen vaiheistuksen takia mittauskohta oli 5.7.2017 osittain hieman eri paaluvälillä kuin muut mittauskerrat. Tukikerroksen alapinnasta PPL –mittauksella saatiin hyviä tiivistyysuhteita verrattuna levykuormituskokeesta saatuihin tiivistyysuhteisiin.

5.4.2 Pudotuspainolaitemittausten tulokset Itsenäisyydenkadulla

Itsenäisyydenkadulta mitatut pudotuspainolaitemittaukset on koottu taulukkoon 5.9. Leikkauspohjasta mitatuissa kantavuuksissa havaittiin suurta vaihtelua. Mittausalueen paaluluvun kasvusuunnassa leikkauspohjasta mitatut kantavuudet heikkenivät. Tämän selittää kuvasta 5.5 nähtävä otos pituusleikkauksesta, jossa näkyy pohjamaan muuttuminen siltistä savisemmaksi. Merkillepantavaa mittaustuloksissa on myös että pisteissä, joissa mitattiin leikkauspohjasta heikkoja kantavuuksia, saatiin kuitenkin 0,3 m murs-

keen lisäyksen jälkeen yhtä hyviä ja jopa parempia kantavuuksia kuin hyvin kantavalla leikkauspohjalla.

Taulukko 5.9 Itsenäisyydenkadun PPL-mittausten tulokset

Paalu	Mittauskerta 12.09.2017			Mittauskerta 22.09.2017			Mittauskerta 25.09.2017		
	Leikkauspohja			0,3 m murskekerros märkänä			0,3 m murskekerros kuivana		
	E _{PPL1}	E _{PPL2}	E _{PPL2} /E _{PPL1}	E _{PPL1}	E _{PPL2}	E _{PPL2} /E _{PPL1}	E _{PPL1}	E _{PPL2}	E _{PPL2} /E _{PPL1}
0	43	59	1,36	86	116	1,34			
2	51	69	1,37	72	109	1,52			
4	52	76	1,45	100	135	1,35	107	140	1,31
6	60	83	1,40	92	127	1,38	94	131	1,39
8	52	75	1,46	90	117	1,30	90	127	1,41
10	70	91	1,30	99	130	1,32	93	126	1,36
12	60	88	1,47	98	129	1,32	102	134	1,32
14	61	78	1,28	87	112	1,29	102	129	1,27
16	49	63	1,30	84	118	1,40	103	134	1,31
18	45	63	1,39	80	113	1,40	105	136	1,29
20	42	57	1,35	85	116	1,36	97	127	1,31
22	38	50	1,33	70	127	1,80	102	130	1,27
24	31	37	1,20	93	132	1,42	103	141	1,36
26	28	33	1,17	93	124	1,33	98	135	1,37
28	25	32	1,25	104	132	1,27	99	129	1,31
30	34	41	1,20	103	138	1,35	104	137	1,32
32	22	28	1,26	102	130	1,28	96	130	1,35
33				97	127	1,30			
34	26	34	1,30	99	137	1,39	97	133	1,36
36	28	34	1,24	107	139	1,30	102	130	1,27
38	35	45	1,29	117	149	1,27	98	138	1,41
40	27	40	1,49	100	135	1,35	95	131	1,38
42	31	41	1,32	115	149	1,30	106	145	1,37
44	30	43	1,46	122	157	1,29	124	168	1,36
46	27	38	1,42	116	147	1,27	104	145	1,39
48	35	47	1,32	96	124	1,29	97	132	1,36
50				85	110	1,29	81	109	1,35
52				81	105	1,30	90	115	1,28
54				49	64	1,31	63	81	1,27
56				55	69	1,25	61	78	1,28
ka.	40	54	1,33	93	128	1,34	97	133	1,33

Itsenäisyydenkadun kantavasta kerroksesta saatiin molemmilla kerroilla kaksi heikompa mittausta paaluilta 54 ja 56. Näiden kohdalla rakenteen alitti kuvassa 5.22 näkyvä kaapelimatto. Näitä pisteitä ei myöskään ole huomioitu taulukossa 5.9 laskettuihin keskiarvoihin, johtuen selkeästä selityksestä tulosten pienuudelle.



Kuva 5.22 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen pisteet, joista saatiin heikommat kantavuusarvot.

5.4.3 Pudotuspainolaittemittausten tulokset Pirkankadulla

Pirkankadulla mittauksia tehtiin vain leikkauspohjasta. Pirkankadun pudotuspainolaitemittauksen tulokset on esitetty taulukossa 5.10.

Taulukko 5.10 Pirkankadun tutkimuskohteen PPL -mittaustulokset

Paalu	Mittauskerta 25.10.2017		
	Leikkauspohja		
	E_{PPL1}	E_{PPL2}	E_{PPL2}/E_{PPL1}
1	27	40	1,47
3	31	39	1,28
5	33	42	1,28
7	38	47	1,24
9	60	74	1,24
11	83	101	1,22
13	81	109	1,35
15	94	128	1,36
17	76	102	1,33
19	104	133	1,28
21	115	144	1,25
23	123	155	1,26
25	92	128	1,38
27	90	145	1,61
29	93	141	1,51
31	85	124	1,46
ka.	77	103	1,35

Pirkankadun PPL -mittauksista nähdään noin paalun 10 kohdalla kantavuustuloksien parantumista. Tämä johtuu jo aiemmin mainitusta leikkaustason muutoksesta ja näin ollen vanhojen rakennekerrosten paksuuden kasvuna leikkauspohjan alapuolella.

6. KANTAVUUSMITTAUSMENETELMIEN VERTAILU

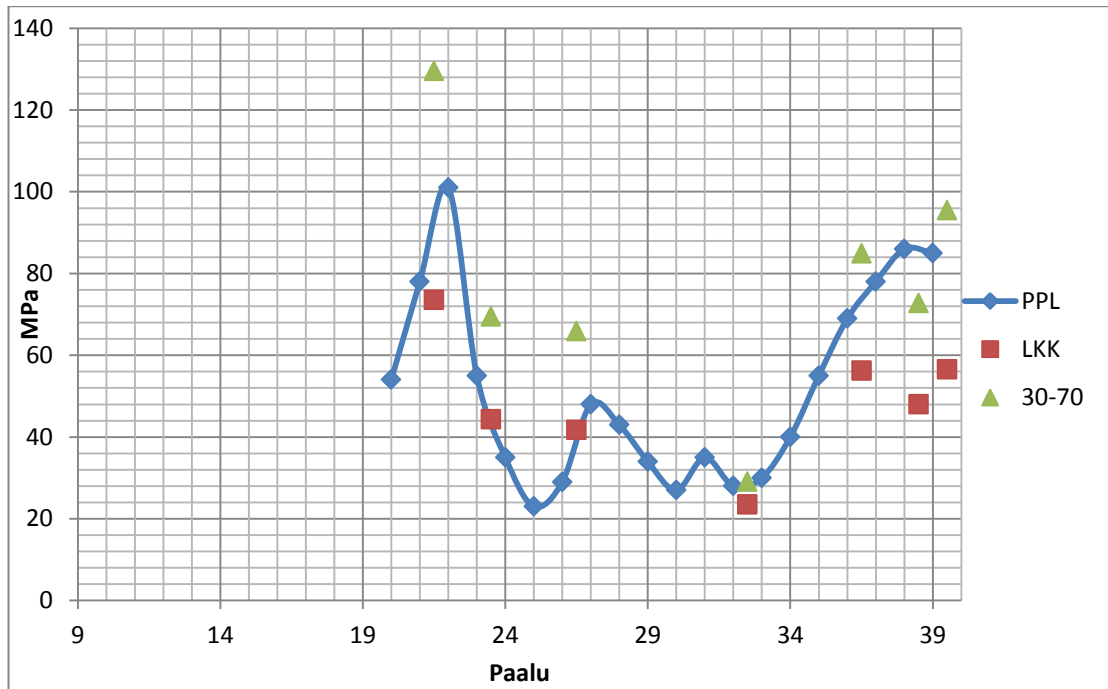
6.1 Tulosten vertailu

Tässä kappaleessa käsitellään mittaussmenetelmien tulosten välistä riippuvuutta. Kappaleessa 6.1.1 käsitellään saatuja tuloksia kohdekohtaisesti paaluittain. Kappaleessa 6.1.2 vertaillaan mittauskertojen tulosten keskiarvoja ja kappaleessa 6.1.3 esitetään mahdolliset lineaariset yhteydet tulosten välillä.

6.1.1 Mittauspistekohtaisten tulosten vertailu

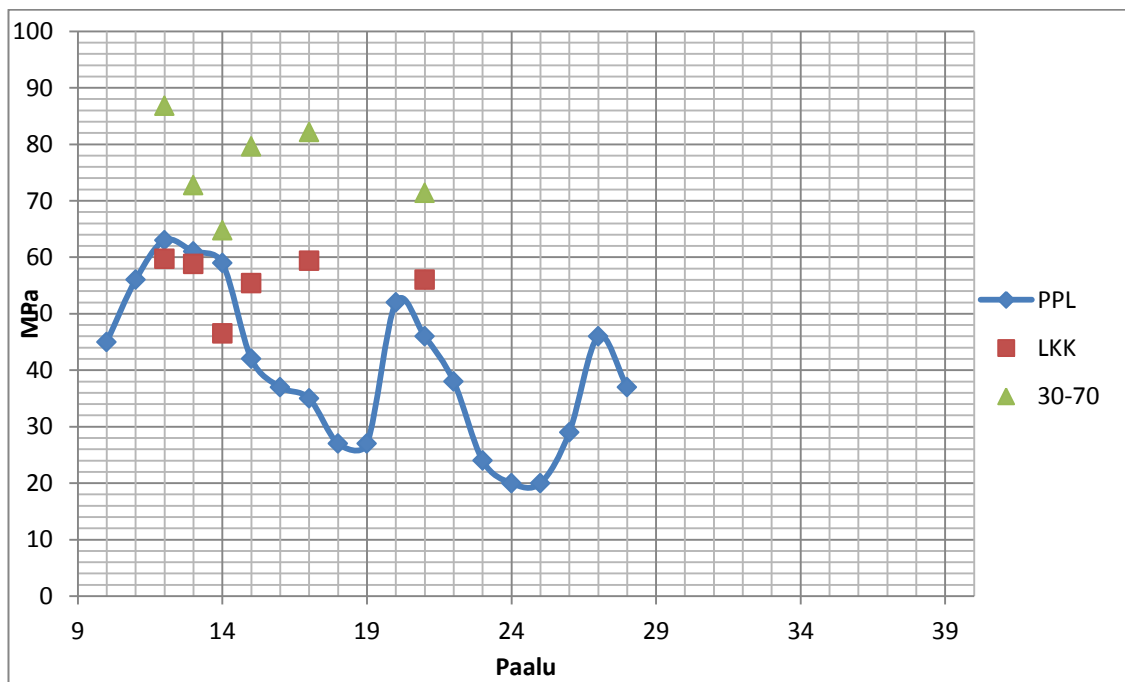
Alla olevissa kuvaajissa 6.1 – 6.7 on esitetty mittauskohteiden kantavuusmittausten tulokset paaluittain. Kuvissa yhtenäisellä viivalla on esitetty pudotuspainolaitteen tulokset, neliöillä on esitetty levykuormituskokeen minimi – maksimi tulkinnan mukaiset tulokset ja kolmioilla 30 % ja 70 % väliltä tehdyn tulkinnan mukaiset levykuormituskokeen tulokset.

Vuohenojan tutkimuskohde



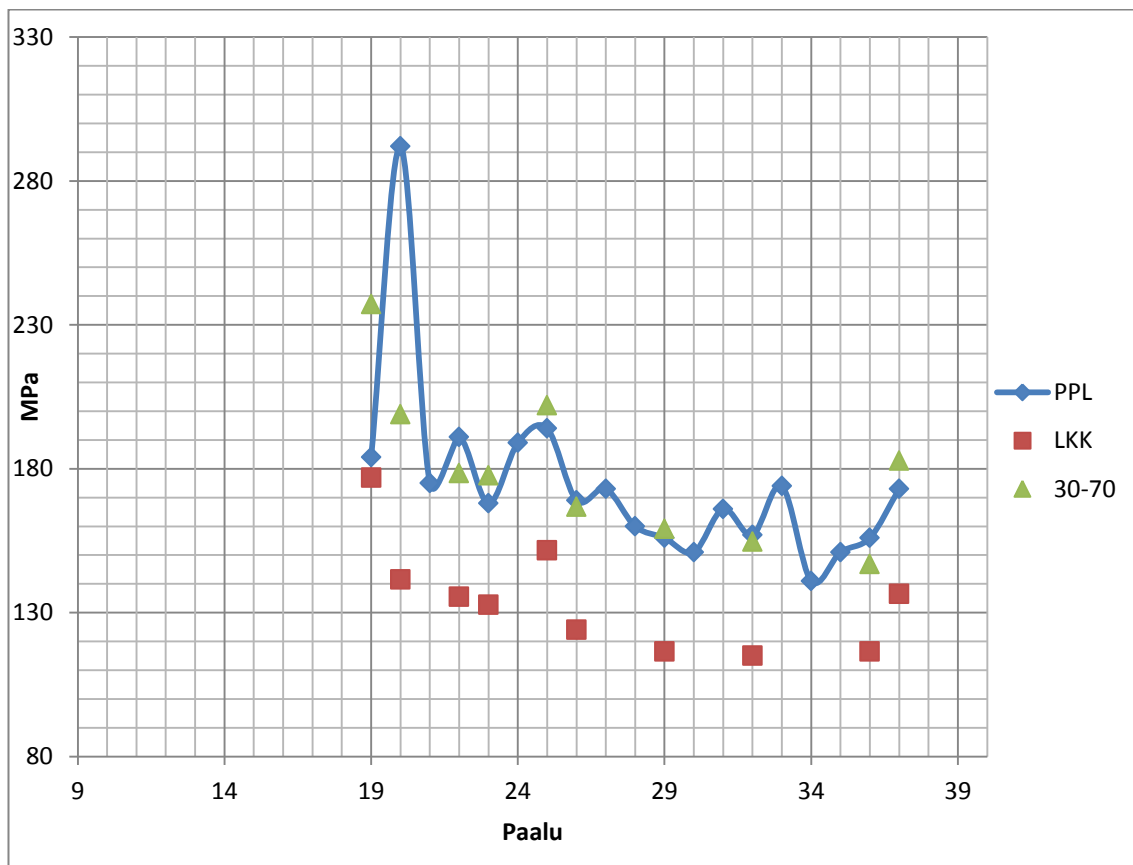
Kuva 6.1 Vuohenojan tutkimuskohteen mittaustulokset paaluittain pohjamaasta.

Vuohenojan pohjamaasta mitatut levykuormituskokeiden kantavuustulokset olivat PPL –tuloksia matalampia tai hyvin lähellä samaa tulosta kuin PPL –tulokset.



Kuva 6.2 Vuohenojan tutkimuskohteen mittaustulokset paaluittain 0,3 m eristyskerroksen päältä.

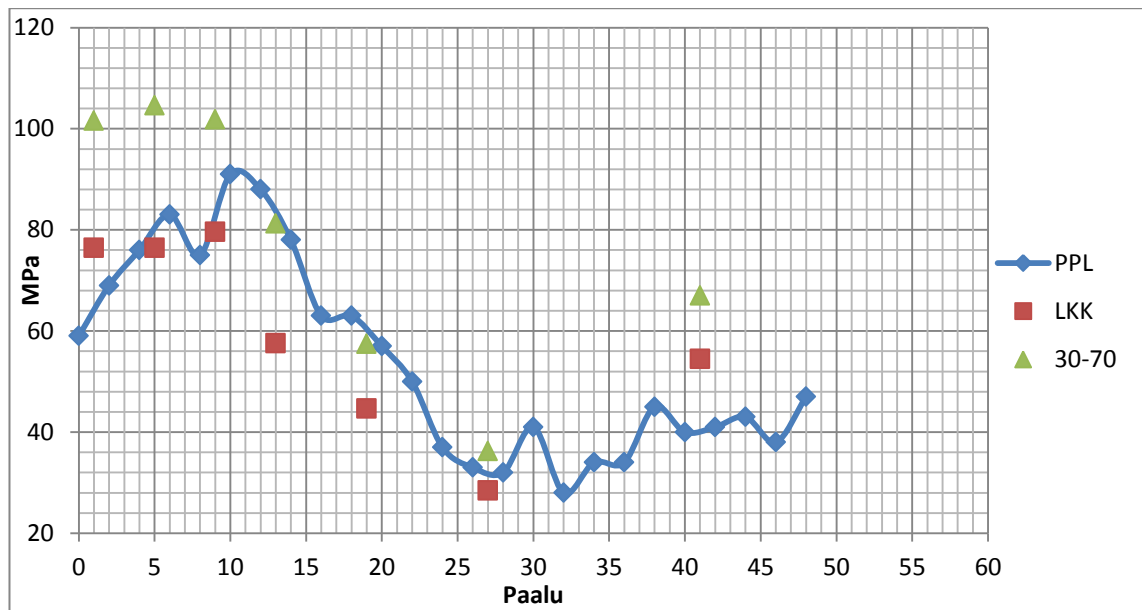
Määrällä ohuella penkereellä mittaustulokset olivat hyvin vaihtelevia ja molemmat menetelmät antoivat välillä parempia tuloksia kuin toinen menetelmä. Kuitenkin levykuormituskokeen 30 % - 70 % väliltä maksimikuormasta tehty tulkinta antoi suurempia tuloksia kuin PPL. Levykuormituskokeen tuloksiin on myös voinut vaikuttaa se, että rakenne ehti kuivua mittausten aikana.



Kuva 6.3 Vuohenojan tutkimuskohteen tulokset tukikerroksen alapinnasta

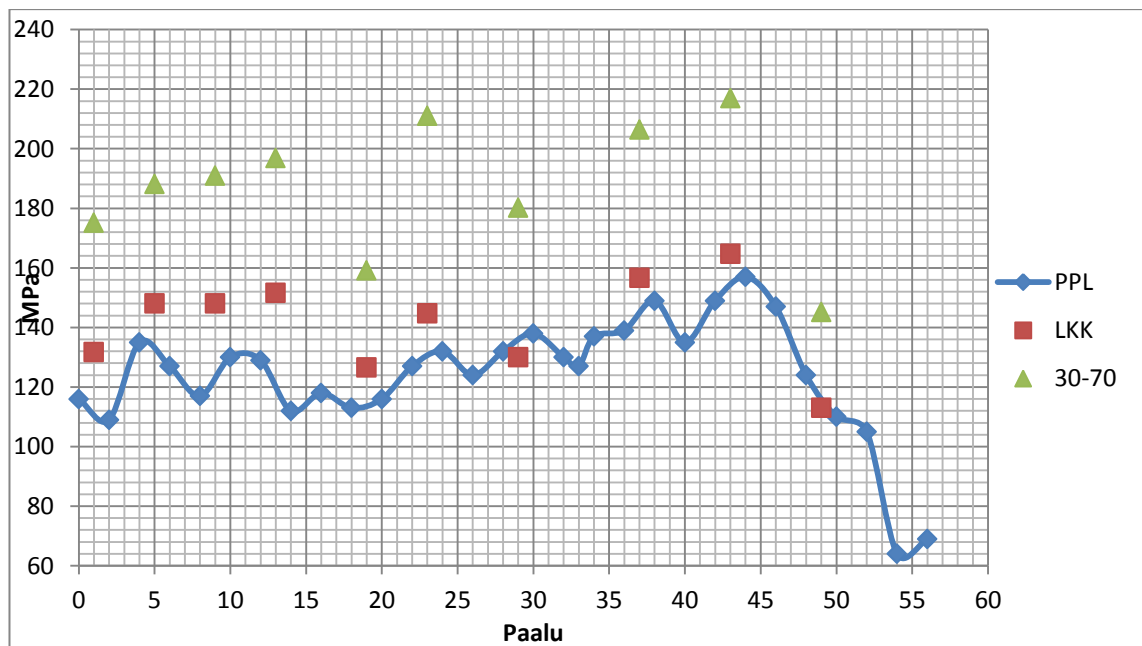
Tukikerroksen alapinnasta tehdyistä mittauksissa PPL –mittauksella saatiin kaikissa pisteissä suuremmat kantavuusarvot kuin levykuormituskokeella minimi- ja maksimikuorman väliltä tehty tulkinta. 30 % - 70 % väliltä maksimikuormasta tehty tulkinta kuitenkin antoi lähes samoja tuloksia kantavuuden osalta kuin PPL –mittaus. PPL –mittauspiste paalulla 20 antoi epätodellisen suuren tuloksen verrattuna muihin pisteisiin.

Itsenäisyydenkadun tutkimuskohte

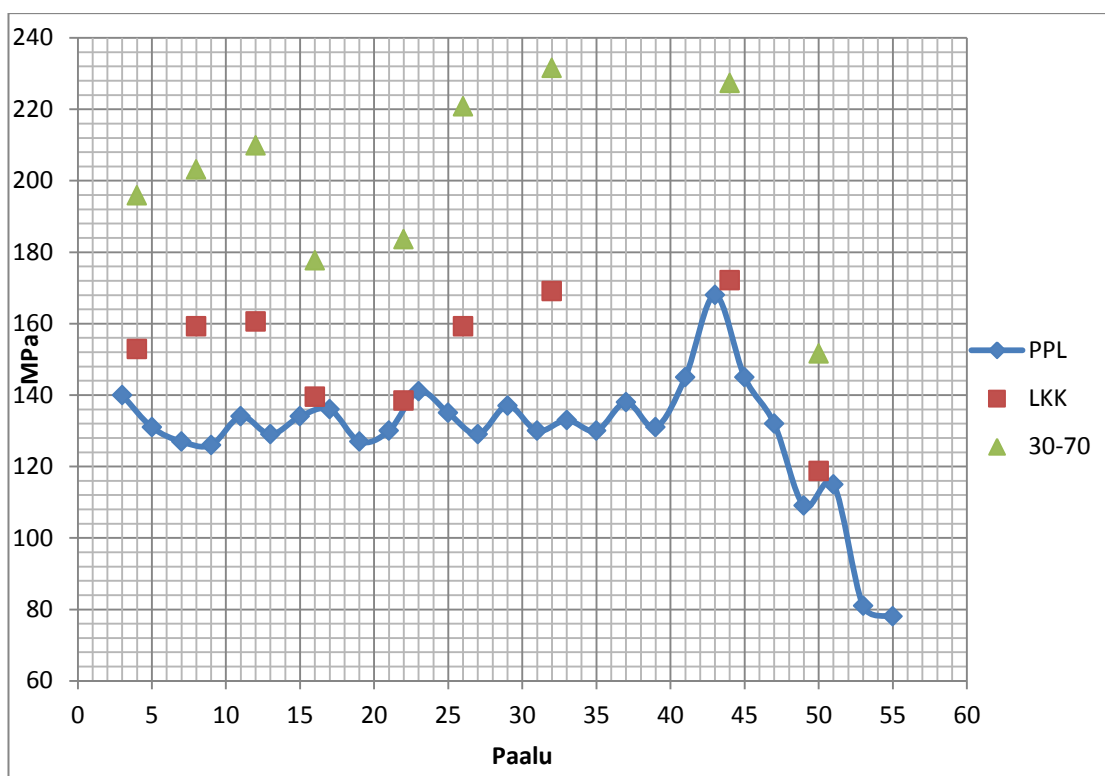


Kuva 6.4 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen mittaustulokset paaluittain leikkauspohjasta.

Itsenäisyydenkadun mittauskohteessa suurin osa levykuormituskokeen tuloksista oli PPL –mittaustuloksia pienempiä. Kuitenkin kahdessa pisteessä levykuormituskokeella saatiin suuremmat kantavuusarvot kuin pudotuspainolaitteella.



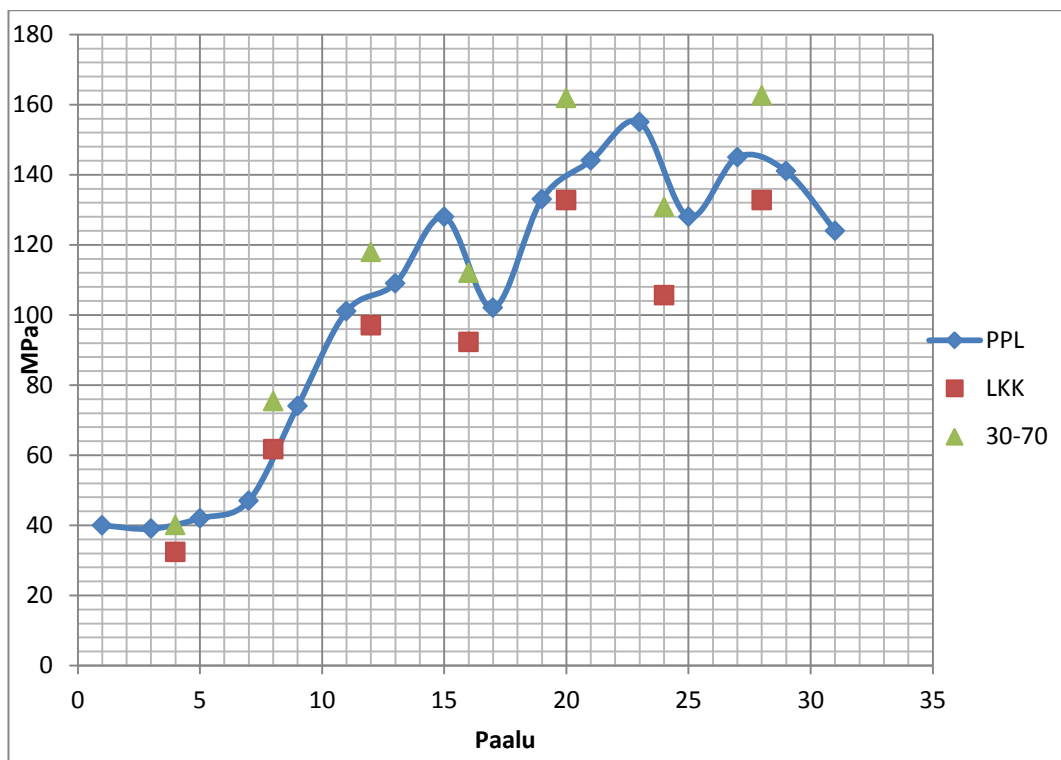
Kuva 6.5 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen mittaustulokset paaluittain 0,3 m murskekerroksen päältä märkinä.



Kuva 6.6 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen mittaustulokset paaluittain 0,3 m murskekerroksen päältä kuivana.

Merkille pantavaa Itsenäisyydenkadun mittaustuloksissa näyttäisi olevan se, että tiivistyssuhteiden perusteella hyvin tiivistetyllä rakennekerroksella levykuormituskokeiden tulokset ovat isompia kuin pudotuspainolaitteella mitatut tulokset (kuvat 6.5 ja 6.6). Tässä kuitenkin PPL –mittausten tuloksien ja levykuormituskokeiden tulosten eroon on saattanut vaikuttaa pohjamaa. Mittausten tekijän kanssa käytyjen keskustelujen perusteella PPL –mittauksen syvyys vaikutus ulottuisi silttiseen ja saviseen pohjamaahan, kun taas levykuormituskoe huomioisi vain 300 mm murske kerroksen ja osan vanhoista rakennekerroksista. Lisäksi kuvista 6.5 ja 6.6 on nähtävissä noin samasta kohteesta märkänä ja kuivana mitattujen tulosten eron olevan noin 10 MPa luokkaa. Toisaalta ensimmäinen mittauskerta on saattanut hieman tiivistää mittausaluetta ja näin vaikuttaa kuivempana mitattuihin tuloksiin.

Pirkankadun tutkimuskohde



Kuva 6.7 Pirkankadun mittaustulokset paaluittain.

Kuvan 6.7 mittauksista nähdään hyvin noin paalulla 10 mittaustason muutos tsv-900:sta tsv-600:aan. Pirkankadun mittaustulokset olivat samankaltaisia kuin muualtakin mitatut tulokset leikkauspohjasta eli PPL:lla saatiin suurempia kantavuusarvoja kuin levykuormituskokeella.

Kokonaisuudessaan mittauskohteista saadut tulokset vaihtelevat paljon. Osassa kohteista pudotuspainolaite antaa suurempia kantavuusarvoja kuin levykuormituskoe, mutta Itsenäisyydenkadun kantavasta kerroksesta levykuormituskokeella saatiin paremmat kantavuudet. Suurin ero mittauksen välillä oli kuitenkin Vuohenojan viimeisellä mittauksella, jolloin pudotuspainolaite antoi selkeästi korkeampia tuloksia kuin levykuormituskoe minimi – maksimi tulkinnalla.

6.1.2 Mittaustulosten keskiarvojen vertailu

Alla olevissa taulukoissa 6.1 ja 6.2 on esitetty kantavuusmittaustulosten kohdekohtaiset keskiarvot ja erot mittausmenetelmien ja taulukossa 6.3 erot tulkintojen välillä. PPL –mittausten osalta on huomioitu vain levykuormituskokeiden viereiset pisteet, jotta keskiarvot olisivat vertailu kelpoisia.

Taulukko 6.1 Levykuormituskokeen minimi – maksimi tulkinnan ja PPL –mittaustulosten keskiarvojen erot.

Mittauskerta	Keskiarvo kantavuusmittauksista		$E_{2LK(min-max)} - E_{2PPL}$	$E_{2LK(min-max)} / E_{2PPL}$
	$E_{2LK(min-max)}$	E_{2PPL}	Ero (MPa)	Kerroin
Vuohenoja 30.06	49	64	-15	0,77
Vuohenoja 05.07	48	46	2	1,04
Itsenäisyydenkatu 12.09	60	63	-4	0,94
Itsenäisyydenkatu 22.09	142	128	14	1,11
Itsenäisyydenkatu 25.09	152	132	20	1,15
Pirkankatu 25.10	93	106	-13	0,88
Vuohenoja 13.11	135	172	-38	0,78
		ka.	-5	0,95

Tulosten perusteella pudotuspainolaite antaisi keskimäärin 5 % suurempia kantavuustuloksia kuin levykuormituskoe. Tuloksista kannattaa kuitenkin huomioida, että tulokset vaihtelevat suuresti mittauskertojen välillä ja hajonta on suurta. Näin ollen diplomityössä tehtyjen mittausten perusteella ei ole löydettävissä vakiokerrointa mittausmenetelmien välille.

Taulukko 6.2 Levykuormituskokeen 30 % - 70 % tulkinnan ja PPL –mittaustulosten keskiarvojen erot.

Mittauskerta	Keskiarvo kantavuusmittauksista		$E_{2LK(30\%-70\%)} - E_{2PPL}$	$E_{2LK(30\%-70\%)} / E_{2PPL}$
	$E_{2LK(30\%-70\%)}$	E_{2PPL}	Ero (MPa)	Kerroin
Vuohenoja 30.06	78	64	14	1,23
Vuohenoja 05.07	76	46	30	1,65
Itsenäisyydenkatu 12.09	79	63	15	1,24
Itsenäisyydenkatu 22.09	187	128	59	1,46
Itsenäisyydenkatu 25.09	199	132	67	1,50
Pirkankatu 25.10	114	106	8	1,08
Vuohenoja 13.11	180	172	8	1,05
		ka.	29	1,31

Levykuormituskokeen InfraRYL:n mukaista tulkintaa käytettäessä levykuormituskoe antaa, joka mittauskerralla suurempia kantavuusarvojen keskiarvoja kuin pudotuspainolaite. Hajonta on kuitenkin suuri mittauskertojen välillä eikä näin ollen voida todeta löydettävän vakiokerrointa menetelmien välille.

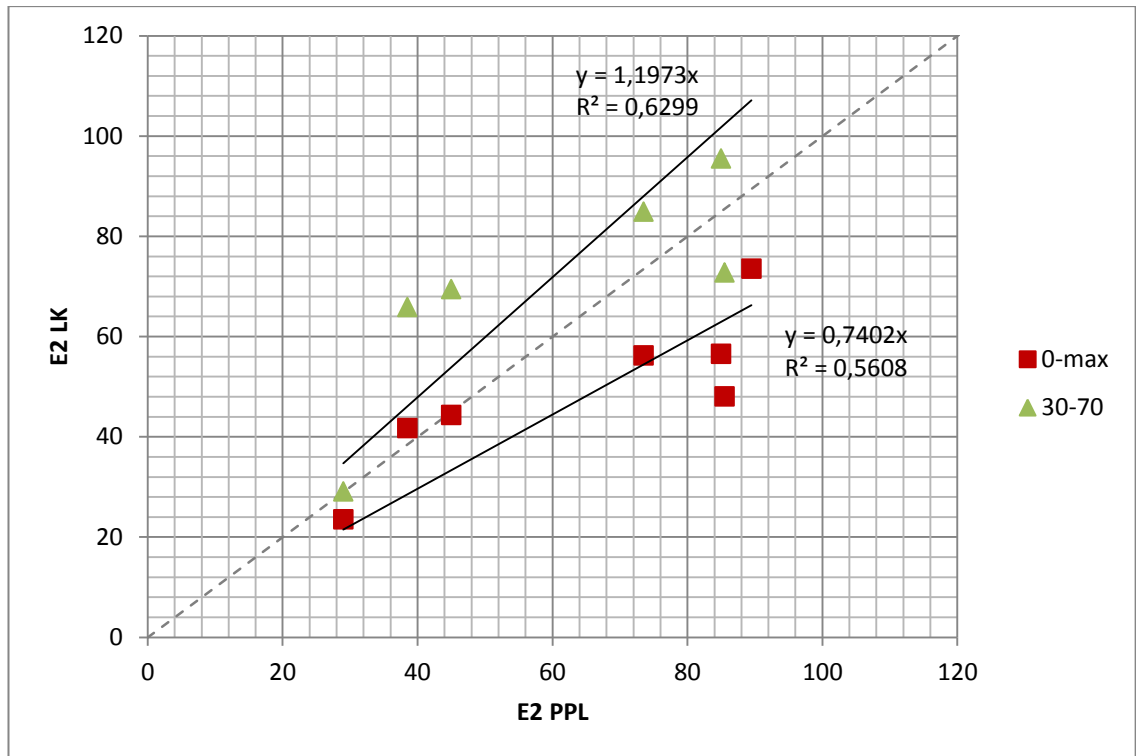
Taulukko 6.3 Levykuormituskokeiden tulkintatapojen välinen ero

Mittauskerta	Keskiarvo kantavuusmittauksista		$E_{2LK(30\%-70\%)} - E_{2LK(min-max)}$	$E_{2LK(30\%-70\%)} / E_{2LK(min-max)}$
	$E_{2LK(30\%-70\%)}$	$E_{2LK(min-max)}$	Ero (Mpa)	Kerroin
Vuohenoja 30.06	78	49	29	1,59
Vuohenoja 05.07	76	48	28	1,58
Itsenäisyydenkatu 12.09	79	60	19	1,32
Itsenäisyydenkatu 22.09	187	142	45	1,32
Itsenäisyydenkatu 25.09	199	152	47	1,31
Pirkankatu 25.10	114	93	21	1,22
Vuohenoja 13.11	180	135	46	1,34
		ka.	34	1,38

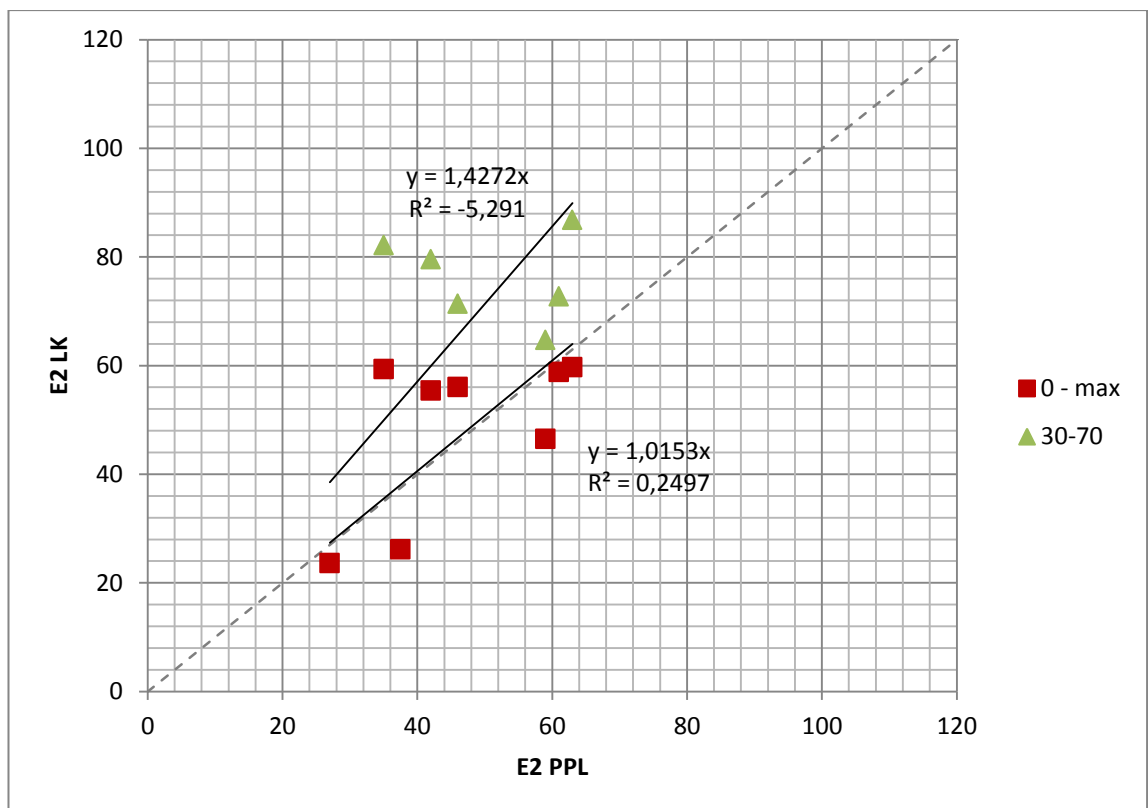
Diplomityössä mitattujen kohdekohtaisten mittausten perusteella näyttäisi levykuormituskokeen tulkintojen välillä olevan noin 30 % suuruinen ero. InfraRYL:n mukainen tulkinta eli tulkinta 30 % - 70 % väliltä maksimikuormasta antaa siis mittaustulosten perusteella noin 30 % suurempia kantavuusarvoja kuin tulkinta minimin ja maksimin väliltä.

6.1.3 Mittausmenetelmien väliset korrelaatiot

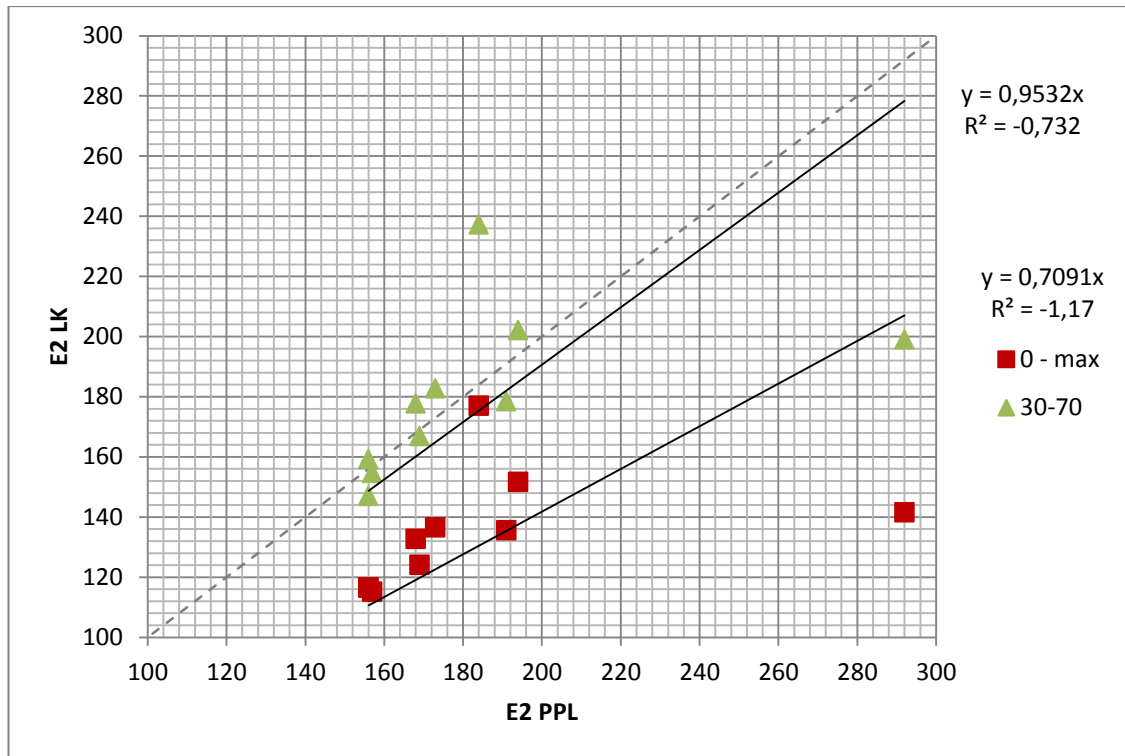
Mittaustulokset syötettiin Excel –ohjelmassa kuvaajiin ja mittausmenetelmien välille haettiin lineaarista yhteyttä. Alla olevissa kuvaajissa on esitetty mittauskerroittain tulokset ja niille saadut yhteydet. Kuvaajissa on esitetty vihreillä kolmioilla PPL –mittausten ja levykuormituskokeen 30 % -70 % maksimikuormasta tulkinnan mukaisten tulosten vertailu ja punaisilla neliöillä PPL –mittausten ja levykuormituskokeen minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdyn tulkinnan mukaisten tulosten vertailu. Lisäksi kuvaajissa on esitetty 1:1 –suora harmaalla katkoviivalla. Osa levykuormituskokeista on tehty kahden PPL –mittauksen välisestä mittauspisteestä. Näissä pisteissä on verrattu levykuormituskokeen tulosta kahden PPL –mittauksen, joiden välissä levykuormituskokeen piste on sijainnut, keskiarvoon.



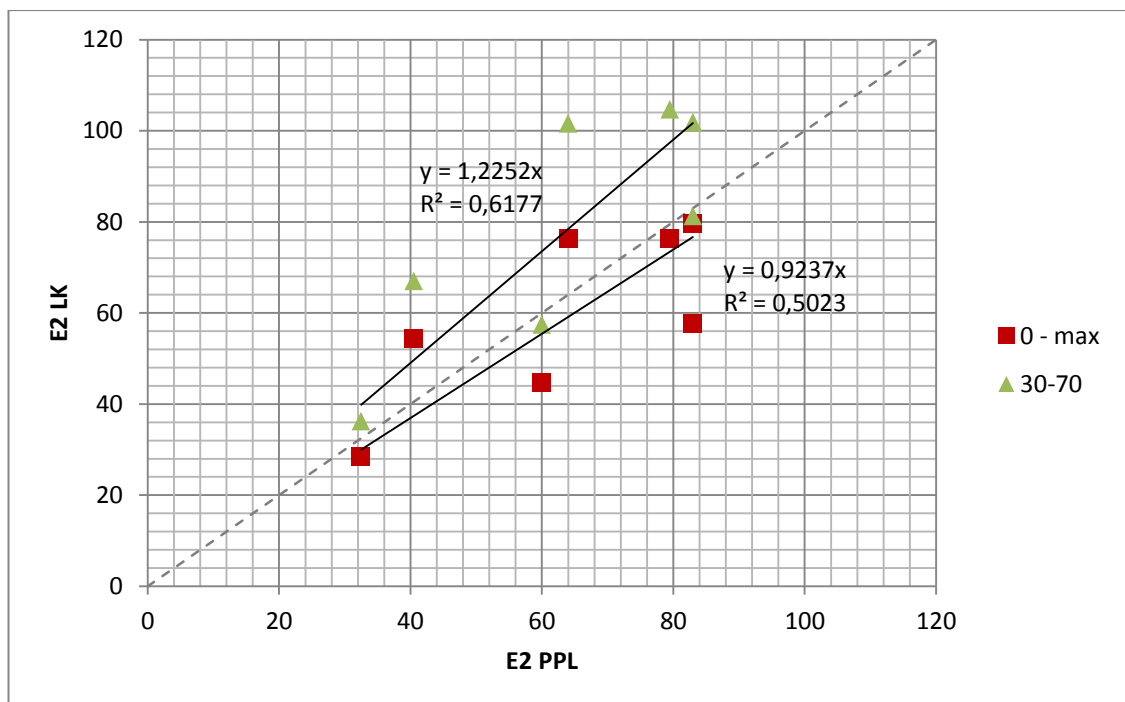
Kuva 6.8 Vuohenojan tutkimuskohteen pohjamaasta tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.



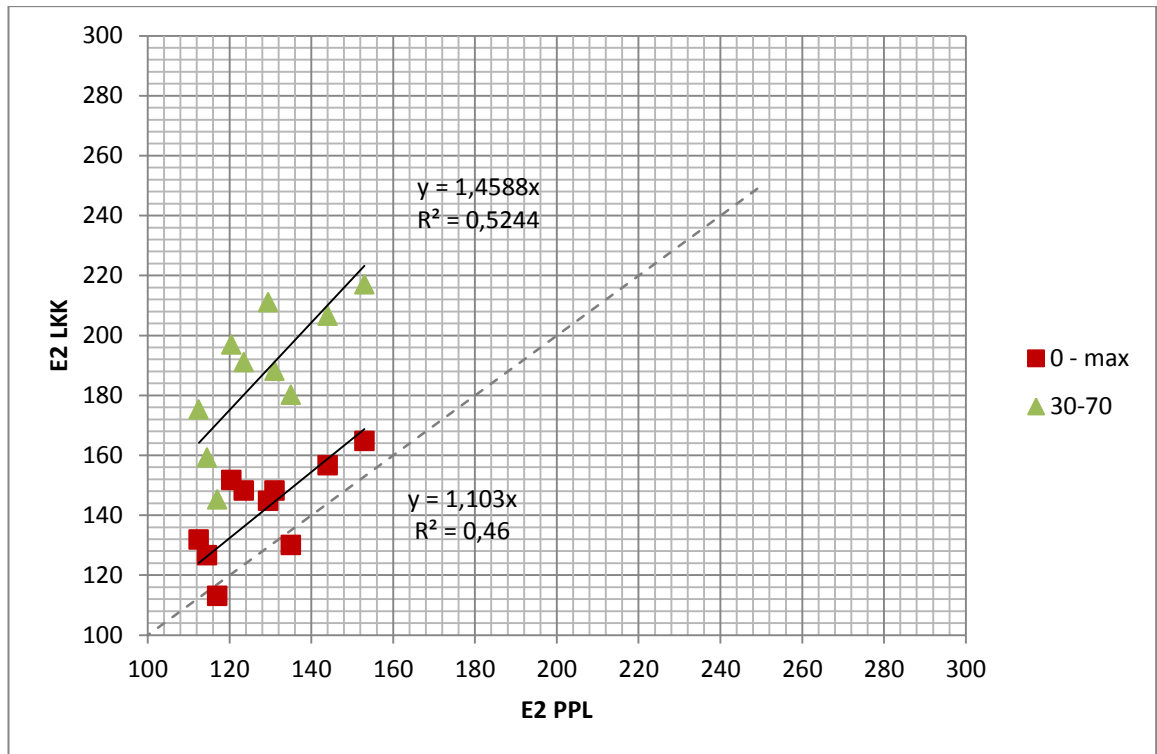
Kuva 6.9 Vuohenojan tutkimuskohteen 0,3 m eristyskerroksen päältä tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.



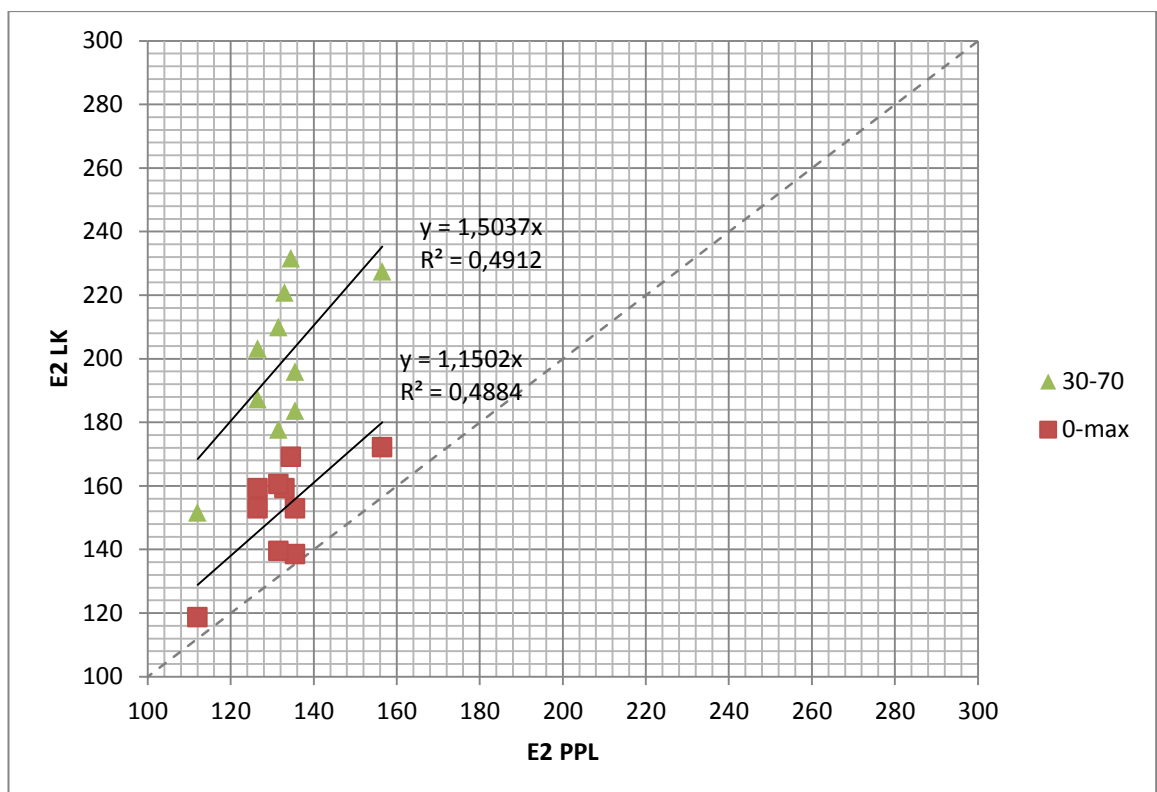
Kuva 6.10 Vuohenojan tutkimuskohteen tukikerroksen alapinnasta tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.



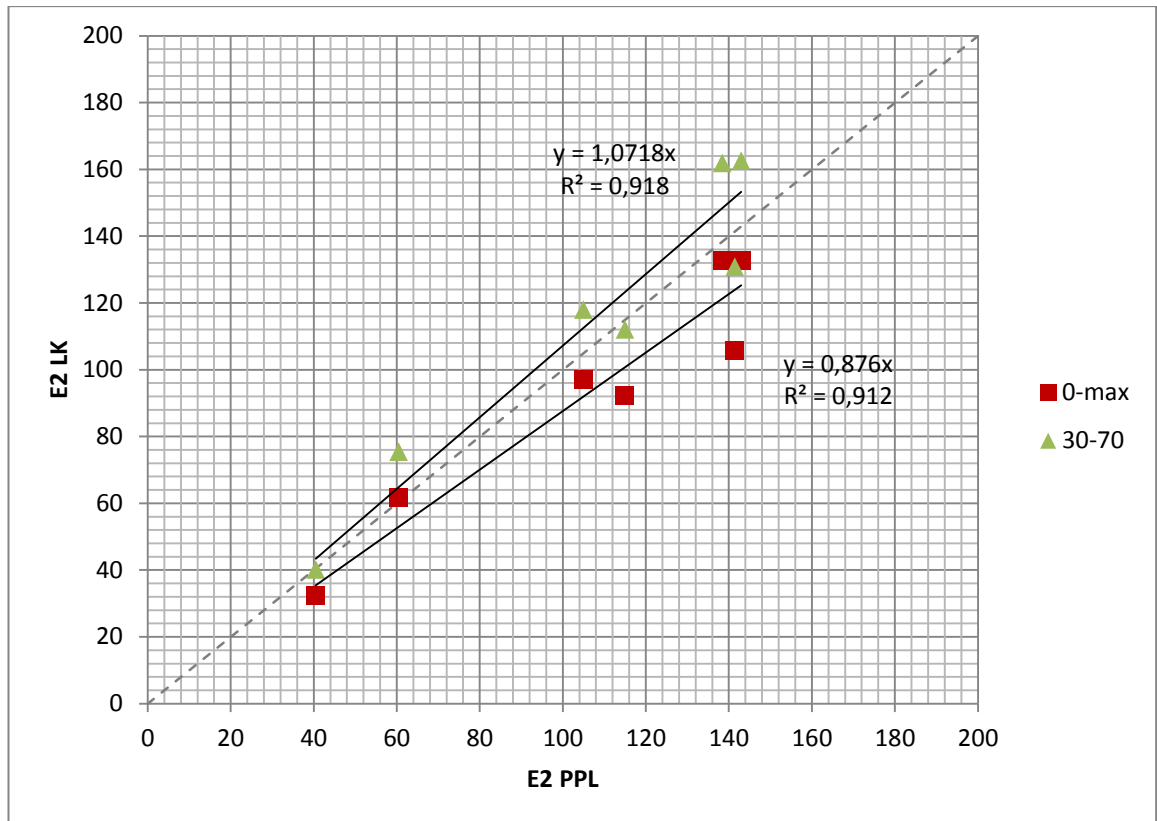
Kuva 6.11 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen leikkauspohjasta tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.



Kuva 6.12 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen 0,3 m murskekerroksen päältä märkänä tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.

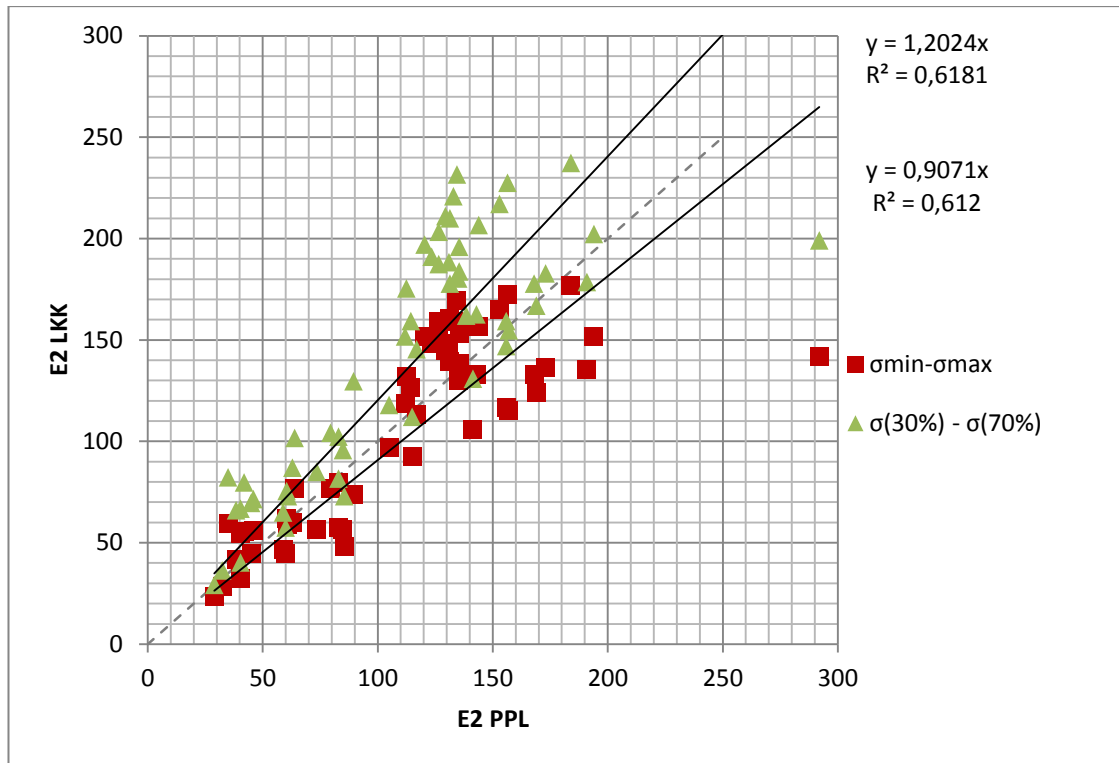


Kuva 6.13 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen 0,3 m murskekerroksen päältä kuivana tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.



Kuva 6.14 Pirkankadun tutkimuskohteenkohteen leikkauspohjasta tehdyille mittauksille määritetty korrelaatio.

Kuten kuvaajista 6.8 – 6.14 voidaan nähdä eri mittauskerroilla saadut lineaariset yhteydet poikkeavat toisistaan paljon. Mittaustuloksiin näyttäisi vaikuttavan voimakkaasti kohteen pohjamaa ja vallitsevat olosuhteet. Myös rakenteen tiivistämisellä näyttäisi olevan vaikutusta menetelmien väliseen yhteyteen.



Kuva 6.15 Kaikkien vertailukelpoisten mittauspisteiden tulokset levykuormituskokeen ja PPL:n välillä.

Kaikkien mittaustulosten perusteella saataisiin lineaarikseksi yhteydeksi pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen välille kaava 6.1, kun tulkinta tehdään minimi- ja maksimikuorman väliltä.

$$E_{2LK(min-max)} = 0,7201 * E_{2PPL} + 25,286 \quad (6.1)$$

missä

$E_{2LK(min-max)}$ on pudotuspainolaitteen E_2 -moduulin perusteella laskettu kantavuusarvo (MPa) minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdyille tulkinnalle.

E_{2PPL} on pudotuspainolaitteella mitattu kantavuusarvo E_2 .

Korrelaatiokertoimeksi (R^2) kaavalle 6.1 saatiin 0,662. Vastaavasti Hämeen tiepiirin mittauksissa saatu kaava 4.7, jossa kulmakerroin on hieman suurempi (0,887) ja y – akselin leikkauskohta hieman alempana (+5,880). Ruotsalaisessa tutkimuksessa vastaavanlaisessa tarkastelussa kertoimeksi on saatu 0,6356 sekä 0,7251 ja y-akselin leikkauskohdiksi +16,725 sekä 2,3246.

Puolestaan, jos levykuormituskokeen tulkinta tehdään 30 % - 70 % väliltä maksimikuormasta saadaan kaavaksi,

$$E_{2LK(30\%-70\%)} = 0,9427 * E_{2PPL} + 35,127. \quad (6.2)$$

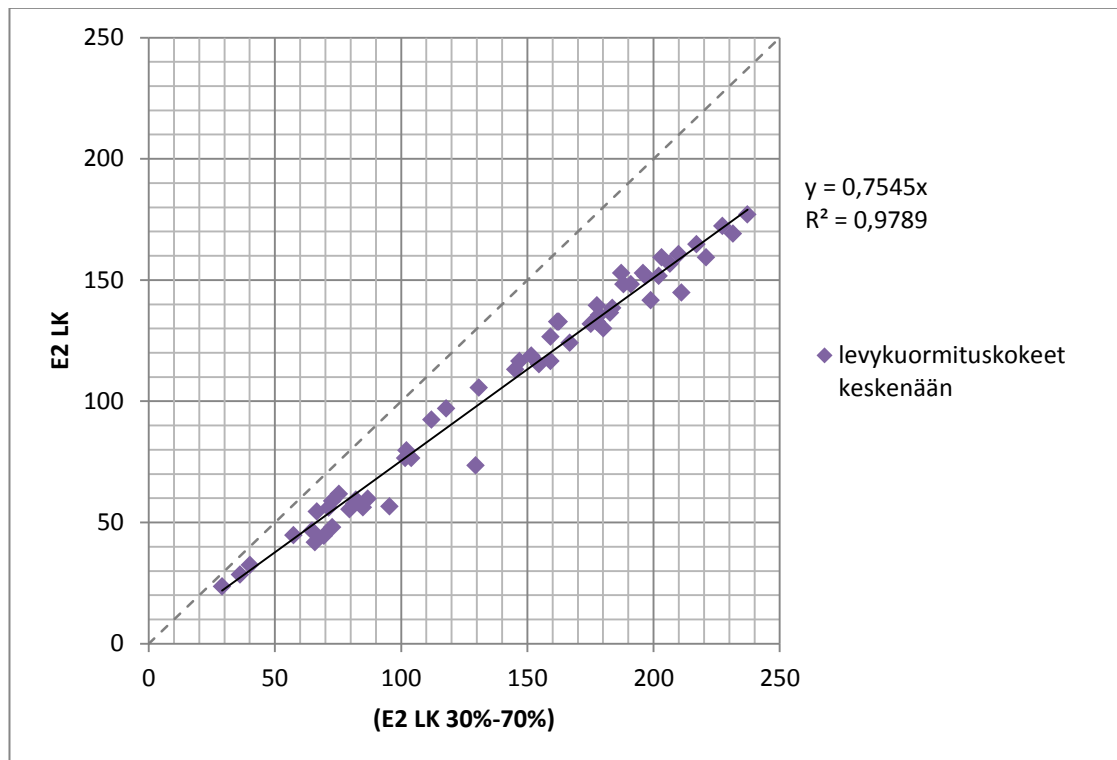
missä $E_{2LK(30\%-70\%)}$ on pudotuspainolaitteen E_2 -moduulin perusteella laskettu kantavuusarvo (MPa) 30 % - 70 % väliltä maksimikuormasta tehdylle levykuormituskokeen tulkinna. Korrelaatiokertoimeksi (R^2) kaavalle 6.2 saatiin 0,6805.

Pakottamalla pisteisiin sovitettu suora kulkemaan origon kautta saadaan vastaavasti kaavat vastaavasti kaava 6.3 PPL –mittauksen ja levykuormituskokeen minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdylle tulkinna ja kaava 6.4 PPL –mittauksen ja levykuormituskokeen 30 % ja 70 % väliltä maksimikuormasta tehdylle tulkinna. Yhteyden pakottamista origon kautta tukee ajatus siitä, että molempien mittaustulosten arvot tulisi lähteä 0 MPa:sta. Suoran sovituksen pakottaminen kulkemaan origon kautta huonontaa hieman korrelaatiokerrointa.

$$E_{2LK(min-max)} = 0,9071 * E_{2PPL} \quad (6.3)$$

$$E_{2LK(30\%-70\%)} = 1,2024 * E_{2PPL}. \quad (6.4)$$

Pakottamalla suorat kulkemaan origon kautta saadaan tulokseksi, että tulkinta levykuormituskokeen minimi- ja maksimikuorman väliltä antaa siis noin 10 % pienempiä kantavuusarvoja kuin pudotuspainolaite. Tulkinna levykuormituskokeen 30 % ja 70 % väliltä maksimikuormasta tehtyjen tulkintojen mukaan levykuormituskoe antaisi noin 20 % suurempia tuloksia kuin pudotuspainolaite. Vastaavasti aikaisemmin tehdyssä tutkimuksessa kertoimeksi on saatu 0,622 (kuva 4.10).

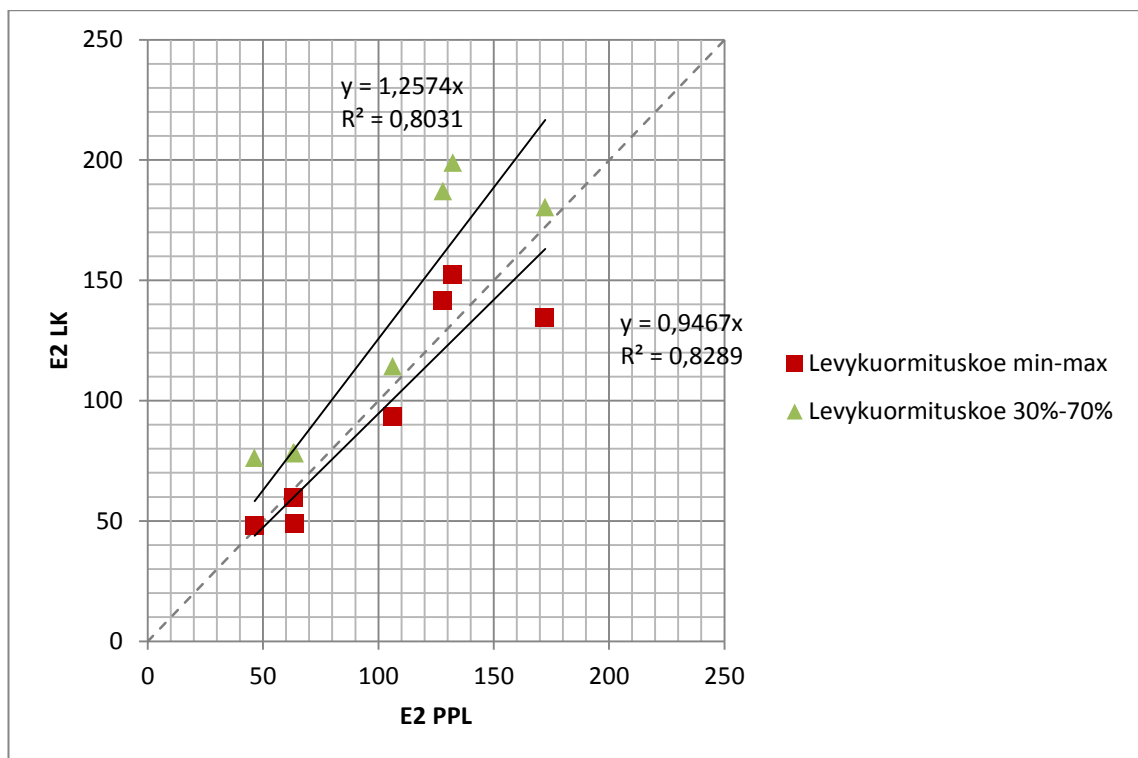


Kuva 6.16 Levykuormituskokeen tulkintojen välinen lineaarinen yhteys

Levykuormituskokeiden välisille tulkinnoille saadaan vastaavasti kaava 6.5. Tulosten hajonta tulkintojen eri pisteiden välillä on pieni, joten myös niiden lineaarinen korrelaatio on hyvä.

$$E_{2LK(min-max)} = 0,7545 * E_{2LK(30\%-70\%)} \quad (6.5)$$

Tulosten perusteella levykuormituskokeen tulkinnalla 30 % ja 70 % väliltä maksimikuormasta saadaan noin 25 % suurempia kantavuuksia kuin tulkinnalla minimi- ja maksimikuorman väliltä. Korrelaation tulkintatapojen välillä on hyvä, joten saatua yhteyttä tulosten välillä voidaan pitää luotettavana. Mittauksia tehtiin myös monissa eri olosuhteissa, joten tulkintatapojen välinen korrelaatio ei näytä riippuvan olosuhteista juurikaan.



Kuva 6.17 Mittauskertojen keskiarvojen välinen lineaarinen yhteys levykuormituskokeen ja PPL:n välillä.

Jos mittauksen välille etsitään lineaarista yhteyttä mittauskertojen tulosten keskiarvojen avulla, saataisiin vastaaviksi kaavoiksi minimi- ja maksimi tulkinnalla kaava 6.6 ja 30 % -70 % maksimikuormasta tulkinnalla kaava 6.7.

$$E_{2LK(min-max)} = 0,9084 * E_{2PPL} + 4,5829 \quad (6.6)$$

$$E_{2LK(30\%-70\%)} = 1,1111 * E_{2PPL} + 17,477 \quad (6.7)$$

Mittauskertojen keskiarvoja käytettäessä molempien kaavojen (6.6 ja 6.7) kulmakertoimet kasvavat verrattuna kaavoihin 6.1 ja 6.2, joissa käytettiin kaikkia mittauspisteitä.

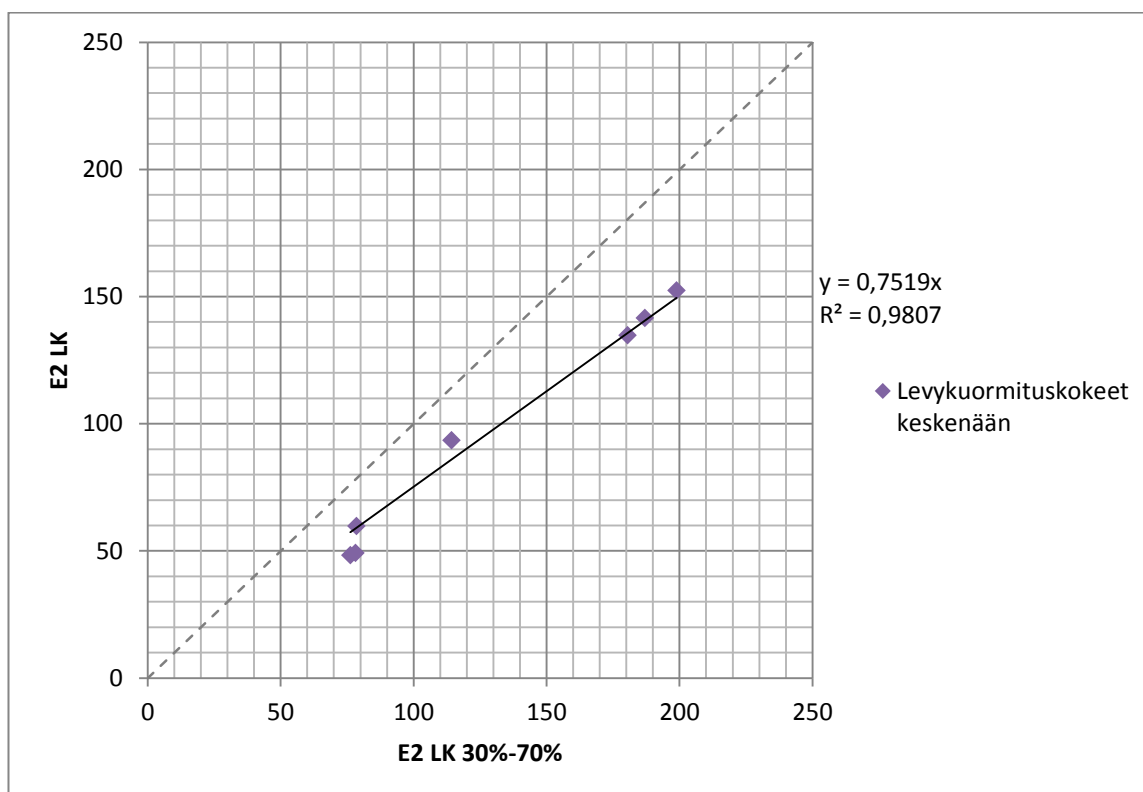
Lisäksi levykuormituskokeen InfraRYL:n mukaisen tulkinta muuttuu siten, että levykuormituskoe antaisi suurempia tuloksia kuin pudotuspainolaite.

Jos tuloksille sovitettu suora pakotetaan kulkemaan origon kautta, saadaan vastaaviksi kaavoiksi minimi- ja maksimi tulkinnalla kaava 6.8 ja 30 % -70 % maksimikuormasta tulkinnalla kaava 6.9.

$$E_{2LK(min-max)} = 0,9467 * E_{2PPL} \quad (6.8)$$

$$E_{2LK(30\%-70\%)} = 1,2574 * E_{2PPL} \quad (6.9)$$

Origon kautta pakotetun suoran kulmakerroin muuttuu noin 0,4 – 0,5 yksikköä suuremmaksi verrattuna kaavoihin 6.3 ja 6.4, kun käytetään mittauskertojen keskiarvoja. PPL –mittauksen tulokset olisivat 5 % suurempia kuin levykuormituskokeen minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdyn tulkinnan tulokset, kun ero kaavalla 6.3 oli 10 %. Vastaavasti levykuormituskokeen InfraRYL:n mukaisen tulkinnan tulokset olisivat noin 25 % suurempia 20 % sijaan, kun verrattiin mittauskertojen keskiarvoja. Mittaustulokset vaihtelivat kuitenkin suuresti, joten virheiden pienentämiseksi mittausdataa tulisi olla vielä reilusti enemmän, jotta voitaisiin antaa muunnoskerroin mittausmenetelmille sitomattomilla materiaaleilla.



Kuva 6.18 Mittauskertojen keskiarvojen välinen lineaarinen yhteys levykuormituskokeiden tulkintojen välillä.

Levykuormituskokeiden välisille tulkinnoille saadaan vastaavasti kaava 6.10. Tulosten hajonta tulkintojen eri mittauskertojen keskiarvojen välillä on pieni, joten myös niiden lineaarinen korrelaatio on hyvä.

$$E_{2LK(min-max)} = 0,7519 * E_{2LK(30\%-70\%)} \quad (6.10)$$

Tulosten perusteella levykuormituskokeen tulkinnalla 30 % ja 70 % väliltä maksimikuormasta saadaan noin 25 % suurempia kantavuuksia kuin tulkinnalla minimi- ja maksimikuorman väliltä. Mittauskertojen keskiarvoja käytettäessä korrelaatio tulkintatapojen välillä pysyy edelleen hyvänä, joten tämä osoittaa edelleen että olosuhteet eivät juurikaan vaikuta tulkintatapojen väliseen yhteyteen.

6.1.4 Tiivistyssuhteiden erot menetelmien välillä

Diplomityötä varten tehdyistä mittauksista pystyttiin myös vertailemaan eri menetelmillä määritettyjä tiivistyssuhteita. Tulokset on esitetty alla olevissa taulukoissa. Taulukoissa laskettuja keskiarvoja on painotettu eri mittauskertojen mittauspisteiden määrällä.

Taulukko 6.4 Levykuormituskokeen minimi-maksimi -tulkinnan ja PPL –mittaustulosten tiivistyssuhteiden keskiarvojen vertailu

Mittauskerta	Keskiarvo kantavuusmittauksista		Ero	Kerroin
	$E_{2LK(min-max)}/E_{1LK(min-max)}$	E_{2PPL}/E_{1PPL}		
Vuohenoja 30.06	1,82	1,48	0,34	1,23
Vuohenoja 05.07	1,83	1,32	0,50	1,38
Vuohenoja 13.11	2,08	1,51	0,56	1,37
Itsenäisyydenkatu 12.09	1,74	1,33	0,40	1,30
Itsenäisyydenkatu 22.09	1,53	1,34	0,18	1,13
Itsenäisyydenkatu 25.09	1,50	1,33	0,17	1,12
Pirkankatu 25.10	1,81	1,35	0,46	1,34
		ka.	0,36	1,26

PPL –mittauksen tiivistyssuhde näyttäisi olevan keskimäärin noin 0,3 yksikköä pienempi kuin levykuormituskokeen vastaava tiivistyssuhde. InfraRYL:n (2015) vaatimuksissa on esitetty vastaavanlainen ero mittausmenetelmien tiivistyssuhteiden välille. Tiivistyssuhteiden ollessa pienempiä näyttäisi myös niiden ero olevan pienempi.

Taulukko 6.5 Levykuormituskokeen 30 % - 70 % tulkinnan ja PPL –mittaustulosten tiivistyssuhteiden keskiarvojen vertailu

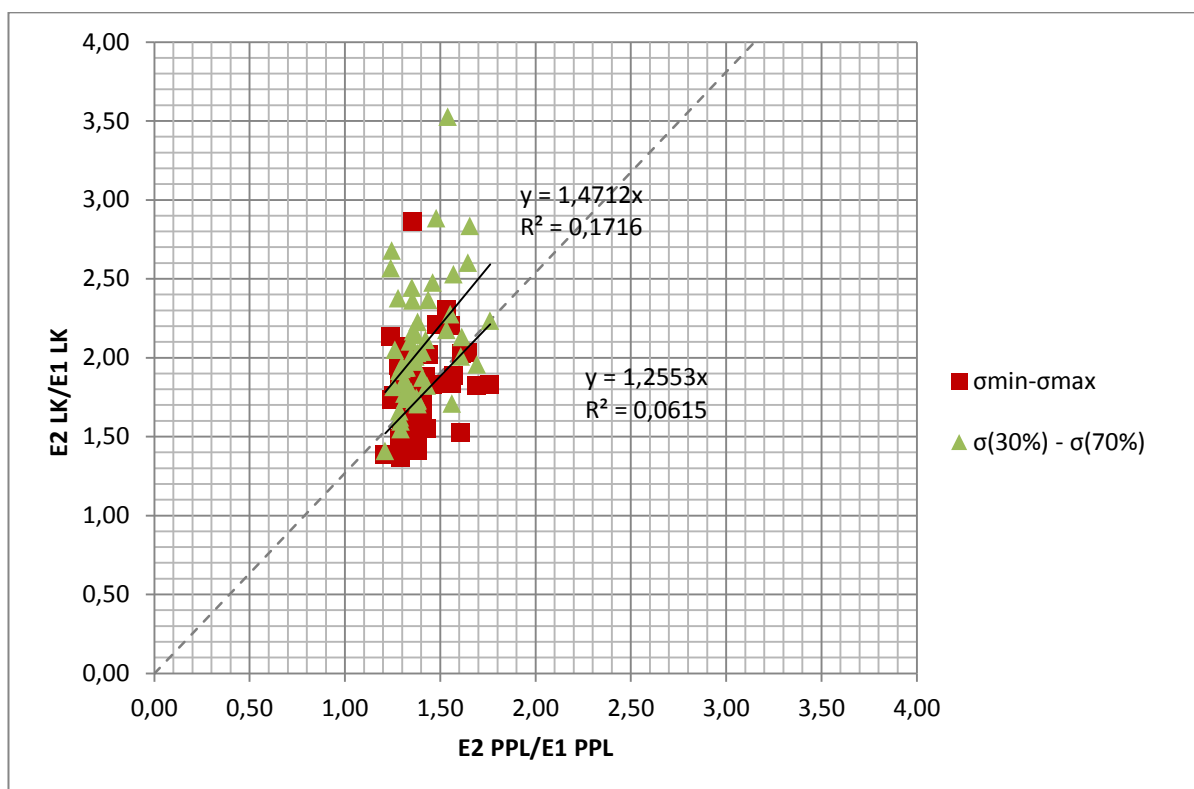
Mittauskerta	Keskiarvo kantavuusmittauksista		Ero	Kerroin
	$E_{2LK(30\%-70\%)/70\%}$	$E_{1LK(30\%-70\%)/70\%}$		
Vuohenoja 30.06	2,20	1,48	0,72	1,48
Vuohenoja 05.07	1,93	1,32	0,61	1,46
Vuohenoja 13.11	2,58	1,51	1,07	1,71
Itsenäisyydenkatu 12.09	1,94	1,33	0,60	1,45
Itsenäisyydenkatu 22.09	1,81	1,34	0,46	1,34
Itsenäisyydenkatu 25.09	1,81	1,33	0,47	1,36
Pirkankatu 25.10	2,07	1,35	0,72	1,54
		ka.	0,67	1,48

Käytettäessä levykuormituskokeen tulkintaa väliltä 30 % - 70 % maksimikuormasta kasvaa menetelmien välisen tiivistyssuhteen ero. Tämä johtuu tulkinnan aiheuttamasta tiivistyssuhteen kasvusta levykuormituskokeella. Esimerkiksi radan eristyskerroksen yhteydessä on määritetty InfraRYL:n vaatimuksissa 0,3 – 0,4 yksikköä pienempi tiivistyssuhde mitattaessa pudotuspainolaiteella kuin levykuormituskokeella mitattaessa. Nyt tulokset näyttäisivät kuitenkin, että eron pitäisi olla vieläkin suurempi noin 0,6 yksikön luokkaa. PPL:n tiivistyssuhteet ovat erittäin pieniä, mikä tarkoittaa sitä että rakenteiden olisi pitänyt olla tulosten perusteella erittäin hyvin tiivistettyjä, jotta tulokset vastaisivat oikeaa tasoa.

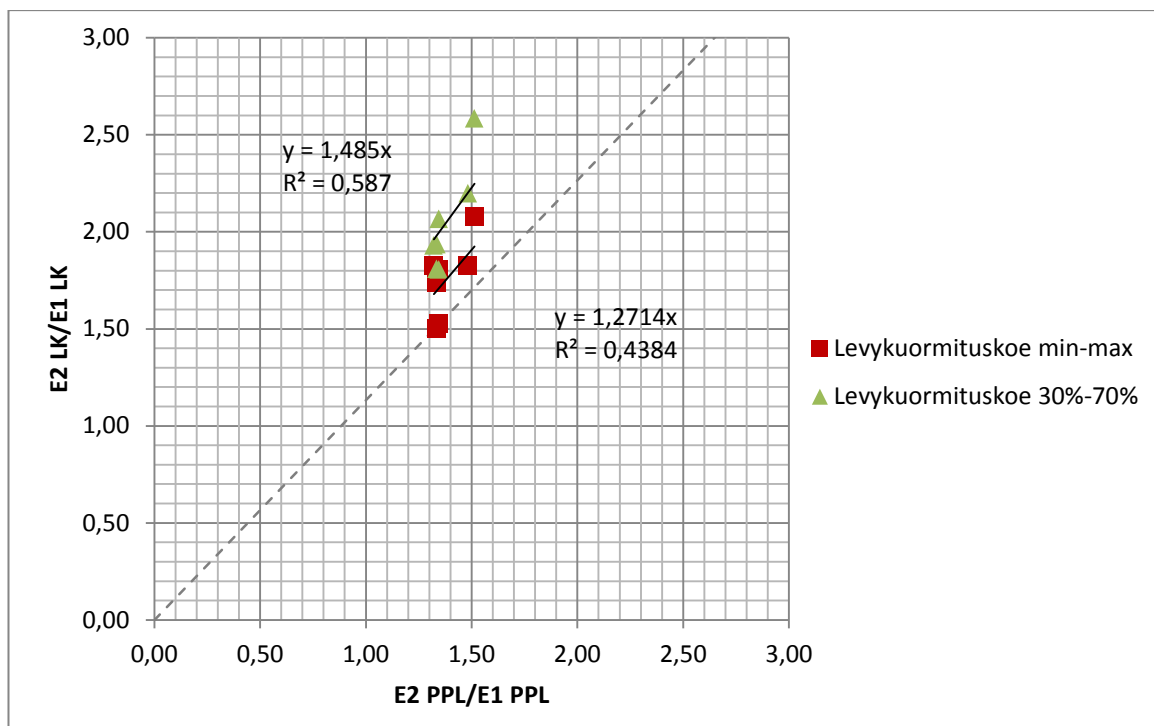
Taulukko 6.6 Levykuormituskokeen eri tulkintatapojen mukaisten tiivistyssuhteiden vertailu

Mittauskerta	Keskiarvo kantavuusmittauksista		Ero	Kerroin
	$E_{2LK(min-max)/max}$	$E_{1LK(min-max)/70\%}$		
Vuohenoja 30.06	1,82	2,20	-0,37	0,83
Vuohenoja 05.07	1,83	1,93	-0,10	0,95
Vuohenoja 13.11	2,08	2,58	-0,51	0,80
Itsenäisyydenkatu 12.09	1,74	1,94	-0,20	0,90
Itsenäisyydenkatu 22.09	1,53	1,81	-0,28	0,84
Itsenäisyydenkatu 25.09	1,50	1,81	-0,31	0,83
Pirkankatu 25.10	1,81	2,07	-0,26	0,87
		ka.	-0,31	0,85

Levykuormituskokeen tulkintatapojen välillä ero on keskimäärin 0,3 yksikköä eli Infra-RYL:n mukainen tulkinta antaa 0,3 yksikköä suuremman tiiviyssuhteen kuormituskerojen välille. Tiiviyssuhteiden välinen ero on yllättävä, sillä alkuoletuksena oli, että tulkinnasta 30 % - 70 % väliltä maksimikuormasta antaisi pienempiä tiiviyssuhteita, kun tulkinnasta jää pois suuremman kulmakertoimen alueet painuma –kuvaajasta. Kuitenkin tällä tulkinnalla näyttää olevan enemmän vaikutusta E_2 -moduuliarvoon, jolloin tiiviyssuhde kasvaa suhteen E_2/E_1 mukaisesti suuremmaksi.



Kuva 6.19 Kaikkien vertailukelpoisten mittauspisteiden tiiviyssuhteiden korrelaatio levykuormituskokeen ja PPL:n välillä.



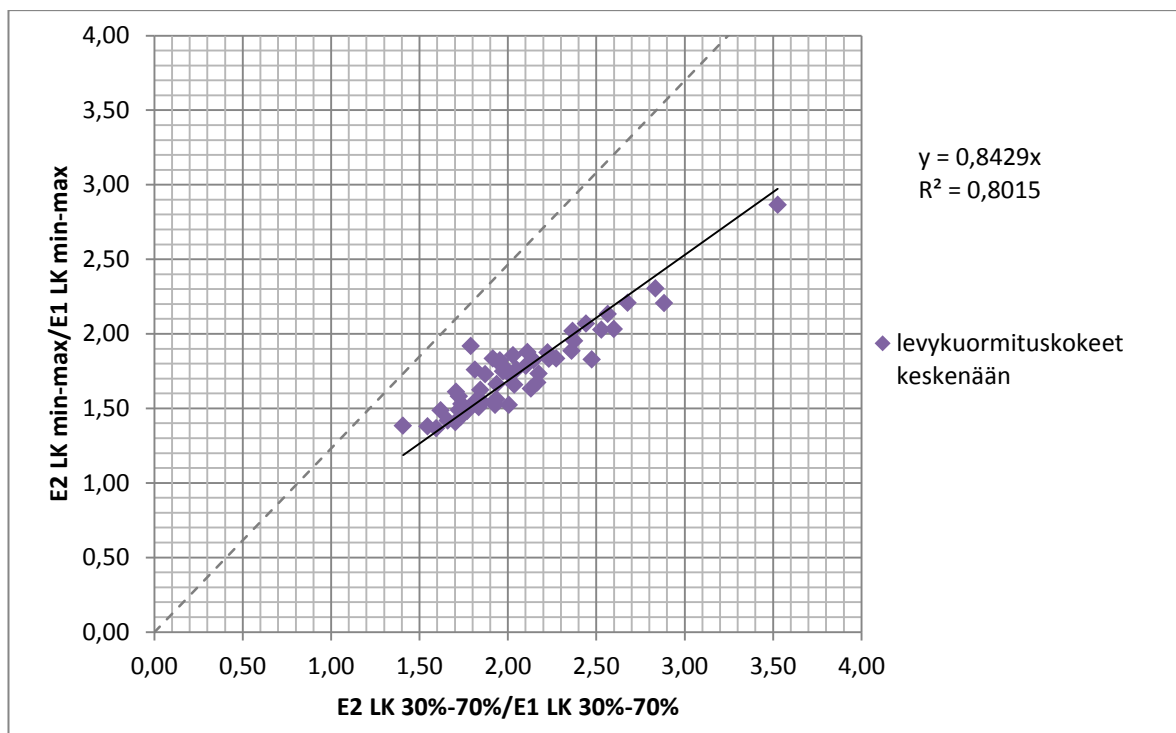
Kuva 6.20 Mittauskertojen tiiviyssuhteiden keskiarvojen välinen korrelaatio levykuormituskokeen ja PPL:n välillä.

Kuvassa 6.19 on esitetty kaikista mittauspisteistä saadut tiiviyssuhteet ja sovitettu tulosten välille suora kuvaamaan eri mittausmenetelmillä saatujen tulosten välistä suhdetta. Kuvassa 6.20 on esitetty mittauskertojen keskiarvojen välinen yhteys. Tulokset näyttäsivät, että tiiviyssuhteiden välille saataisiin levykuormituskokeen minimi- ja maksimi tulkinnalla kaava 6.11 ja 30 % -70 % maksimikuormasta tulkinnalla kaava 6.12.

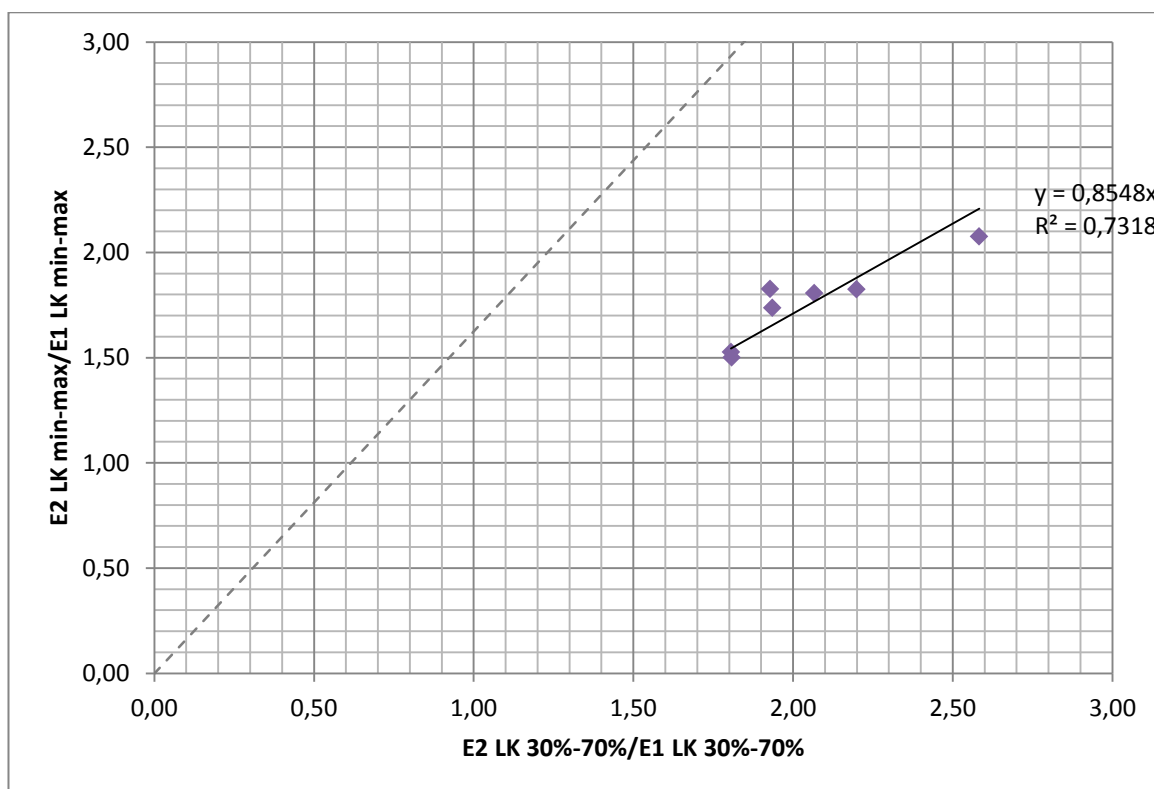
$$\frac{E_{2LK(min-max)}}{E_{1LK(min-max)}} = 1,255 \dots 1,271 * E_{2PPL}/E_{1PPL} \quad (6.11)$$

$$\frac{E_{2LK(30\%-70\%)}}{E_{1LK(30\%-70\%)}} = 1,471 \dots 1,485 * E_{2PPL}/E_{1PPL} \quad (6.12)$$

Tiiviyssuhteiden hajonta on suurta ja korrelaatiokerroin sovitetuille suorille on heikko. Menetelmien välisille tiiviyssuhde- eroille määritettyjä korrelaatiokertoimia ei siis voida pitää kovin luotettavina.



Kuva 6.21 Levykuormituskokeen eri tulkintatapojen mukaisten tiiviyssuhteiden korrelaatio kaikilla mittauspisteillä.



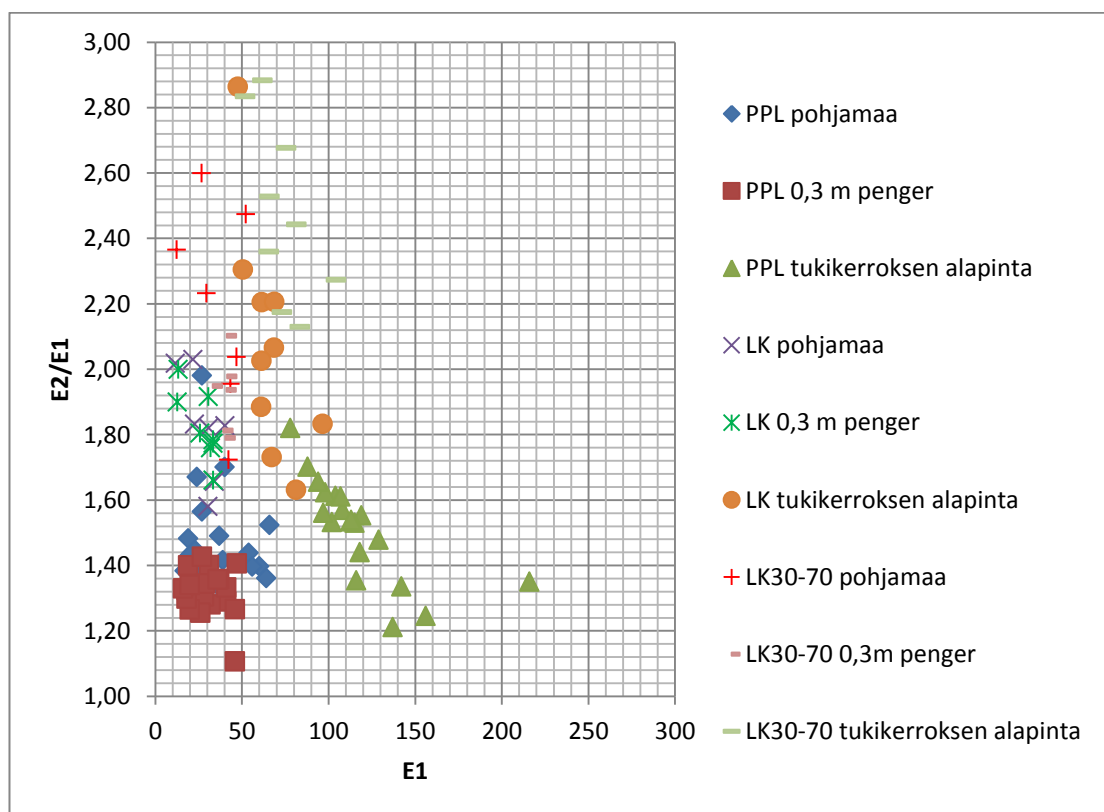
Kuva 6.22 Mittauskertojen keskiarvojen välinen lineaarinen yhteys levykuormituskokeiden tulkintojen välillä.

Kuvassa 6.21 on esitetty kaikilta mittauspisteiltä saadut tiiviyssuhteet ja sovitettu tulosten välille suora kuvaamaan tulosten välistä suhdetta levykuormituskokeen eri tulkintatapojen välillä. Kuvassa 6.22 on esitetty mittauskertojen keskiarvojen välinen yhteys. Tulokset näyttäisivät, että tiiviyssuhteiden tulkintatapojen välillä on kaava:

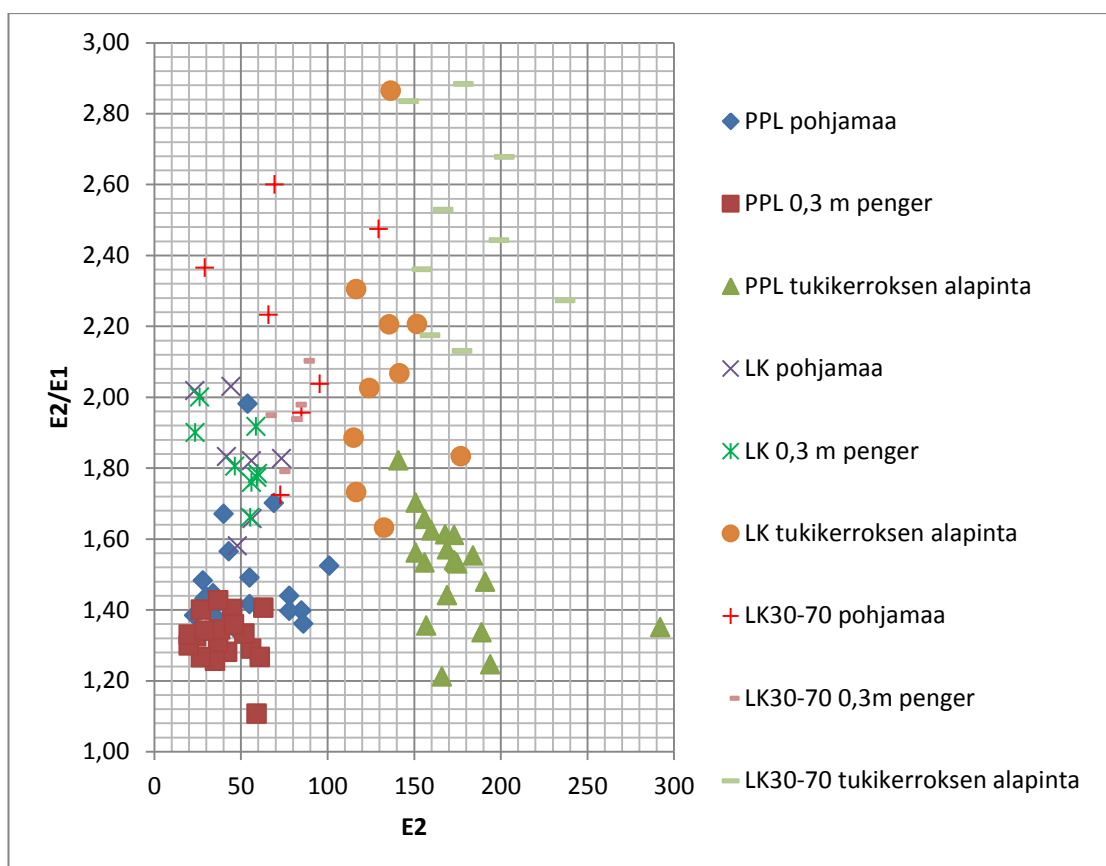
$$\frac{E_{2LK(min-max)}}{E_{1LK(min-max)}} = 0,843 \dots 0,855 * \frac{E_{2LK(30\%-70\%)}}{E_{1LK(30\%-70\%)}}. \quad (6.13)$$

Levykuormituskokeen tulkintatapojen välillä korrelaatiokerroin on tiiviyssuhteidenkin osalta kohtuullisen hyvä, joten niiden tiiviyssuhteiden välille määritettyjä kertoimia voidaan pitää kohtalaisen luotettavina.

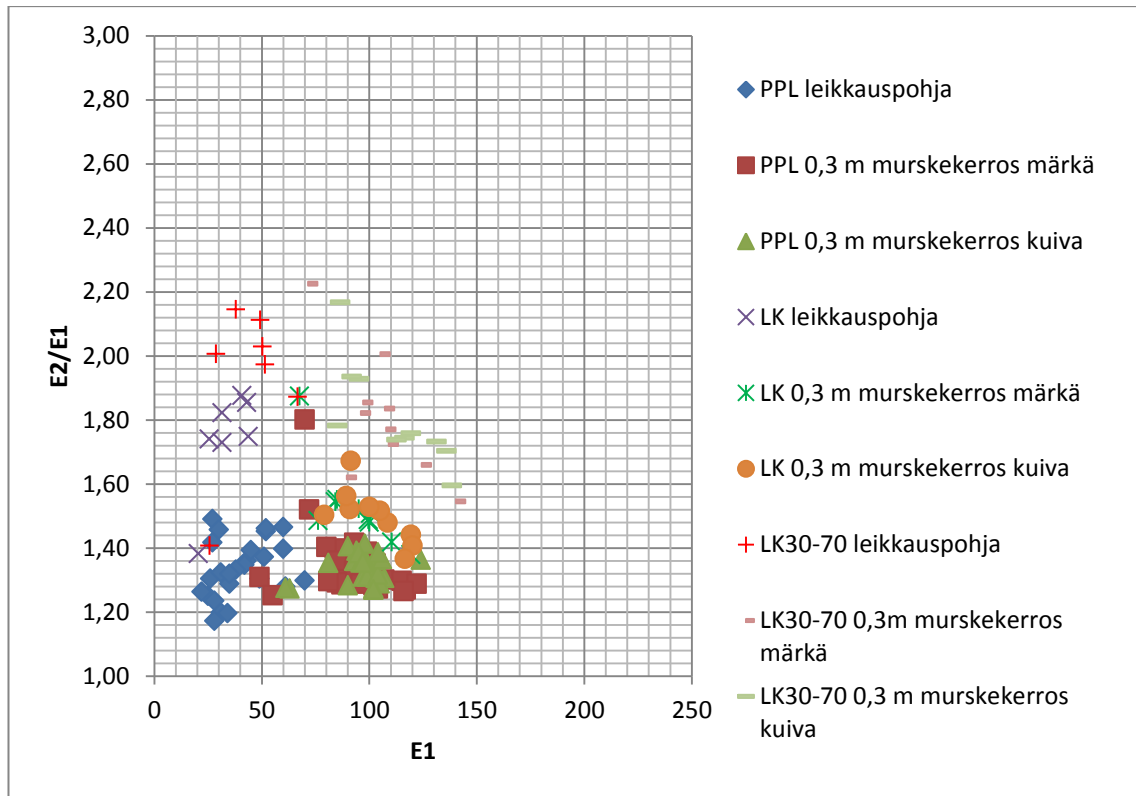
Mittauksista saatuja tiiviyssuhteita verrattiin myös E_1 ja E_2 -moduuleihin, jotta voitaisiin vertailla tiiviyssuhteen ja moduulien välistä käyttäytymistä. Oletuksena oli, että tiiviyssuhde kasvaisi E_2 -moduuliarvon kasvaessa. Vertailut on esitetty kuvissa 6.23-6.28. Kuvissa 6.23 ja 6.24 on esitetty Vuohenojan tutkimuskohteen tulokset, kuvissa 6.25 ja 6.26 on esitetty Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen tulokset. Kuvissa 6.27 ja 6.28 on esitetty Pirkankadun tulokset.



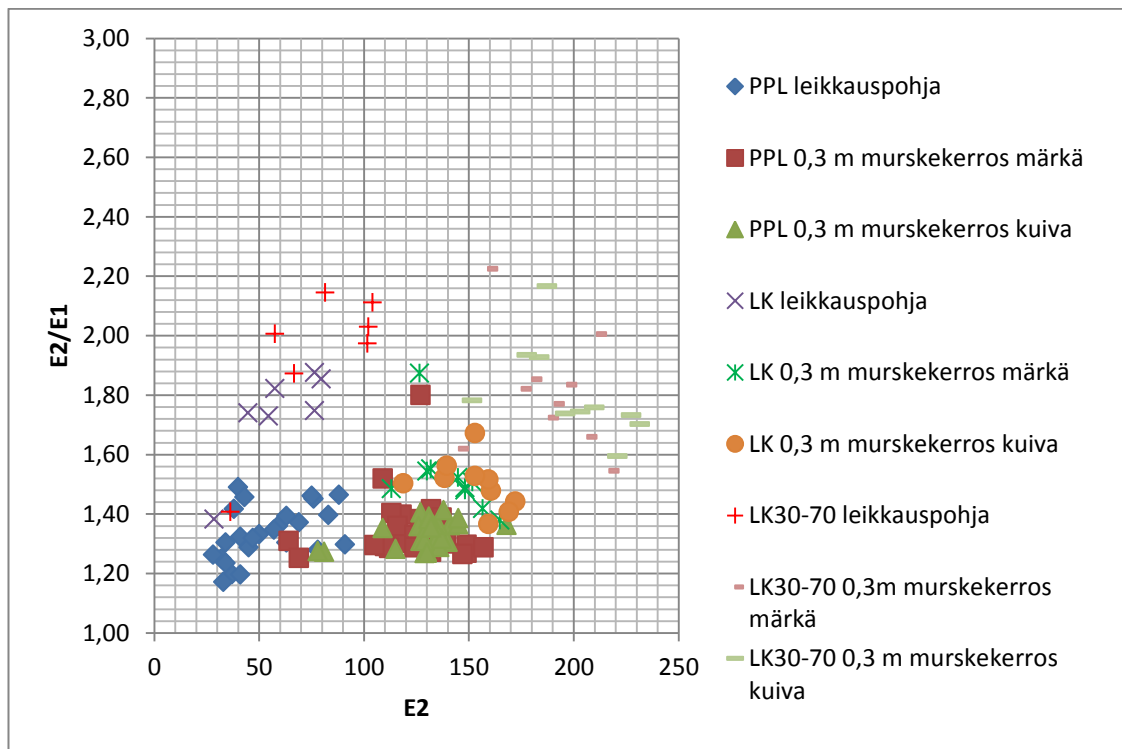
Kuva 6.23 Vuohenojan tutkimuskohteen tiiviyssuhteet verrattuna E_1 -moduuliin.



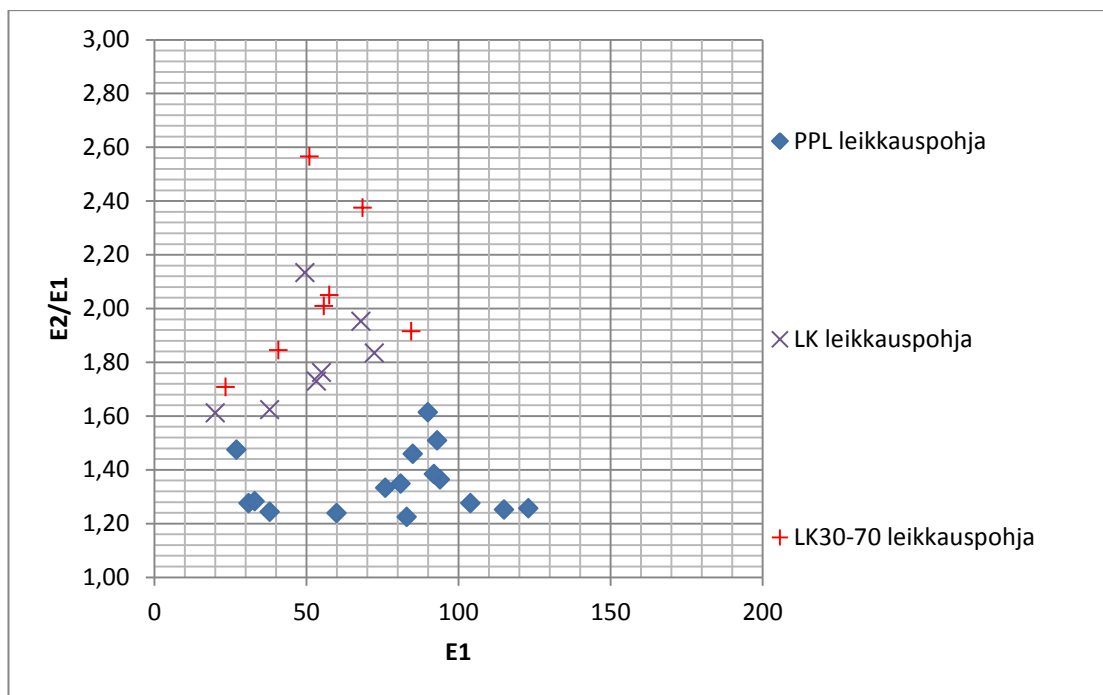
Kuva 6.24 Vuohenojan tutkimuskohteen tiiviyssuhteet verrattuna E_2 –moduuliin.



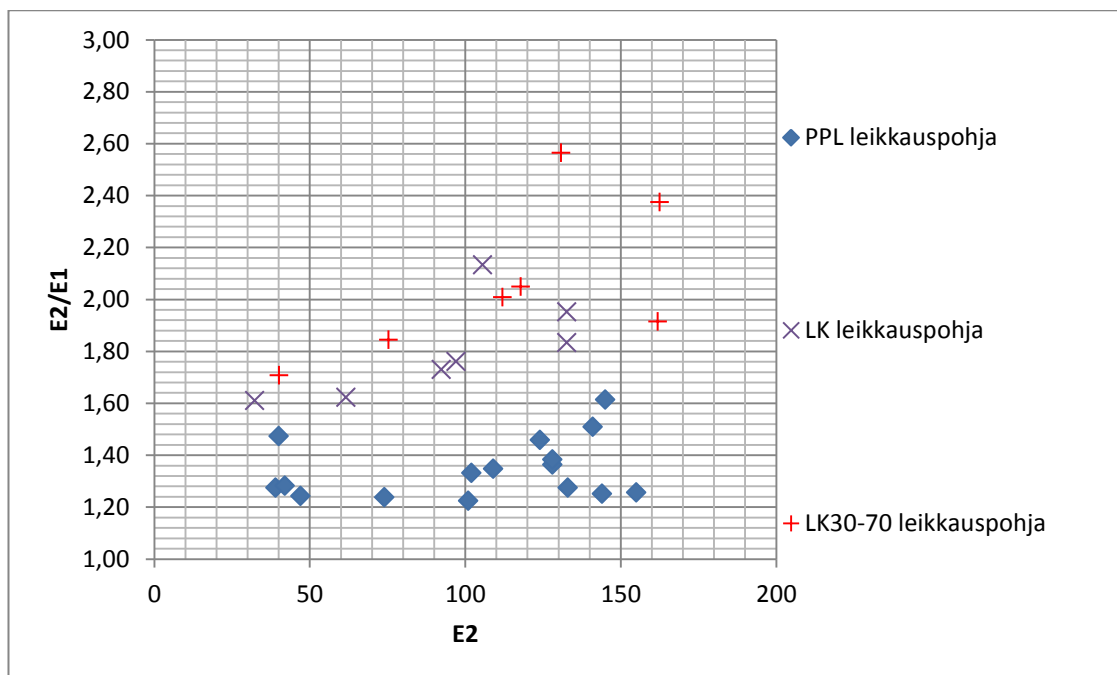
Kuva 6.25 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen tiiviyssuhteet verrattuna E_1 –moduuliin.



Kuva 6.26 Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteen tiiviyssuhteet verrattuna E_2 –moduuliin.



Kuva 6.27 Pirkankadun tutkimuskohteen tiiviyssuhteet verrattuna E_1 -moduuliin



Kuva 6.28 Pirkankadun tutkimuskohteen tiiviyssuhteet verrattuna E_2 -moduuliin

Tuloksista huomattiin, että alkuoletus tiiviyssuhteiden ja moduulien välisestä käyttäytymisestä piti paikkansa vain osassa mittauserroista. Muissa tapauksissa mittaustulokset näyttivät vain osoittavan huonommin ja paremmin tiivistettyjä kohtia eivätkä tiiviyssuhteet selvästi kasvaneet moduulien kasvaessa. Levykuormituskokeen E_2/E_1 -suhteet näyttäisivät korreloivan E_2 -moduulin kanssa. Tämä näkyy erityisesti Pirkankadun mitauksissa, mutta jossain määrin myös muilla tutkimuskohteilla vaikkakin hajonta on

suurta. Tiiviyssuhde näyttäisi siis kasvavan, kun E_2 –moduuli kasvaa. Yhteys pudotuspainolaitteella mitatun moduulin ja tiiviyssuhteen kesken on sen sijaan heikko. Tiiviyssuhde E_2/E_1 näyttäisi pienevän verrattaessa sitä E_1 –moduuliin, mikä lähtökohtaisesti on oletuksena nähtävissä tiiviyssuhteen määritelmässä.

6.2 Johtopäätökset

6.2.1 Eri menetelmillä määritettyjen kantavuusarvojen ja tiiviyssuhteiden vertailu

Levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitteen mittaustulokset näyttävät molemmat huonosti ja hyvin kantavat kohdat. Kuitenkin tulokset eroavat toisistaan lukema-arvoiltaan. Lisäksi korrelaatio menetelmien antamien tulosten välillä ei ole kovin hyvä. Olosuhteet näyttäisivät vaikuttavan voimakkaasti mittaustuloksiin sekä eroihin menetelmien välillä.

Pohjamaasta tai leikkauspohjasta eli ohuiden vanhojen kadun rakennekerrosten päältä mitatut moduuliarvot näyttäisivät pudotuspainolaitteella olevan suurempia kuin levykuormituskokeella mitatut tulokset käytettäessä tulkintaa väliltä σ_{\min} – σ_{\max} . Tästä voitaisiin myös päätellä, että käytettäessä sorarakenteita, joita vanhat leikkauspohjat suurimmaksi osaksi olivat, saataisiin tällöin pudotuspainolaitteella suurempia kantavuusarvoja käytettäessä levykuormituskokeen minimi-maksimi tulkintaa. Jos levykuormituskokeen tuloksia tulkitaan InfraRYL:ssäkin esitetyn $0,3 \sigma_{\max} - 0,7 \sigma_{\max}$ tulkinnan mukaan, saadaan levykuormituskokeella poikkeuksetta suurempia kantavuustuloksia kuin pudotuspainolaitteella.

Pudotuspainolaitteen dynaamisen kuormituksen vaikutus korostuu hienoainespitoisilla pohjamailla. Hienoainespitoisilla pohjamailla tai rakennemateriaaleilla huokosvedenpaine ei ehdi tasaantua dynaamisen kuorman alla ja vaikuttaa näin tuloksiin. Tällä on vaikutusta lähinnä suoraan pohjamaata tai paljon hienoainesta sisältäviä rakenteita mitattaessa.

Tämän diplomityön yhteydessä tehdyissä mittauksissa, Itsenäisyydenkadulla saatiin silttisillä ja savisella pohjamaalla ja noin 0,6 m – 1 m rakennekerroksilla, joista 0,3 m – 0,7 m oli vanhaa sorakerrosta ja 0,3 m uutta murskekerrosta, levykuormituskokeella suurempia kantavuuksia kuin pudotuspainolaitteella. Mahdollinen syy saattaa olla pudotuspainolaitteen suurempi syvyysvaikutus, jolloin pehmeä pohjamaa vaikuttaa enemmän PPL –mittaustulokseen. Mittaustuloksia on kuitenkin vähän, joten tarvittaisiin lisää mittauksia vastaavissa olosuhteissa, jotta asia voitaisiin varmistaa.

Tämän diplomityön yhteydessä tehtyjen mittauksien perusteella levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitteen antamien tuloksien tiiviyssuhde -ero on noin 0,3 yksikön luokkaa levykuormituskokeen minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdyllä tulkinnalla. Infra-

RYL:n mukaista tulkintaa käytettäessä ero kasvaa noin 0,6 yksikköön eli levykuormituskokeen tulosten tiiviyssuhde kasvaa entisestään. Mittaustuloksista erottuvat myös PPL –mittauksen tiiviyssuhteet, jotka olivat erittäin pieniä eli niiden mukaan mitatut rakenteet olisivat olleet joka tilanteessa erittäin hyvin tiivistettyjä. Levykuormituskokeiden tulokset antoivat kuitenkin, erityisesti Vuohenojan tutkimuskohteella tukikerroksen alapinnasta tehdyissä mittauksissa, realistisempia tiiviyssuhteita. Levykuormituskokeen tiiviyssuhteet myös vaihtelivat tutkimuskohteiden sisällä enemmän kuin pudotuspainolaitteen. Selityksenä pudotuspainolaitteen pieniin tiiviyssuhteen vaihteluihin levykuormituskokeen tiiviyssuhdevaihteluihin verrattuna lienee pudotuspainolaitteen kuormituslevyn pohjassa oleva kumilevy, joka tasaa pieniä epätasaisuuksia. Tämä ei kuitenkaan selitä suurehkoa eroa tiiviyssuhteissa mittausten menetelmien välillä. Menetelmien väliset korrelaatiokertoimet ovat myös huonoja tiiviyssuhteiden osalta, joten menetelmien välille määritetyt kertoimet eivät ole kovinkaan luotettavia.

6.2.2 Levykuormituskokeen eri tulkintatavoilla määritettyjen kantavuusarvojen ja tiiviyssuhteiden vertailu

Levykuormituskokeella saadaan InfraRYL:n mukaisella tulkinnalla suurempia kantavuusarvoja kuin pudotuspainolaitteella. Tämä tulkinta antaa myös noin 20 % - 30 % suuremmat kantavuusarvot kuin minimi- ja maksimikuorman väliltä tehtävä levykuormituskokeen tuloksien tulkinta. Tästä syystä, jos levykuormituskokeen InfraRYL:n mukaista tulkintaa käytetään tulkintatapana, täytyisi myös kantavuusvaatimuksienkin olla suurempia. Tämä tulisi erityisesti huomioida, jos vaatimukset perustuvat vanhaan minimi- ja maksimikuorman tulkinnan väliltä tehtävään tulkintaan.

InfraRYL:n mukainen tulkintatapa antaa tiivistyssuhteelle noin 0,3 yksikköä tai noin 15 % suuremman arvon. Kuten aiemmin on mainittu, tämä johtuu tulkinnan suuremmasta vaikutuksesta E_2 -moduuliin kuin E_1 -moduuliin. Tämä ero tulee huomioida tuloksia tulkittaessa ja arvioitaessa tiiviyysvaatimuksien täyttymistä.

Levykuormituskokeen tulkintatapojen välille saatuja kertoimia voidaan pitää kohtalaisen luotettavina, sillä niin kantavuusarvojen kuin tiiviyssuhteiden osalta korrelaatiokertoimet olivat hyviä eri tulkintatapojen välillä.

7. YHTEENVETO

7.1 Kiviainesmateriaalien vaikutus jäykkyyteen

Kiviainesmateriaalien vaikutus rakenteen jäykkyyteen ja sitä kautta rakenteiden pinnalta mitattaviin kantavuusarvoihin rakentuu monesta kiviaineksen ominaisuudesta. Vaikutusta on kuitenkin myös monilla suunnitteluun ja materiaalin käsittelyyn liittyvillä asioilla. Ensinnäkin kiviainesmateriaalien jäykkyyteen vaikuttaa niiden sijainti rakenteessa sillä kiviainesmateriaalin jäykkyys on suurempi silloin kun vallitseva jännitys on suurempi. Tästä syystä heikomman jäykkyyshuomion omaavia materiaaleja voidaan sijoittaa syvemmälle rakenteeseen ja käyttää kalliimpia ja suuremman jäykkyyshuomion omaavia materiaaleja vain lähellä lopullista pintaa. Vaikka materiaali soveltuisi jäykkyyshuomion osalta rakenteisiin, tulee sen sopivuus muiden ominaisuuksien, kuten raekokojakauman ja routivuuden osalta selvittää.

Kiviainesmateriaalin raekokojakaumalla on oma vaikutuksensa materiaalin jäykkyyteen. Suhteistuneilla materiaaleilla saavutetaan suuremmat moduuliarvot kuin lajittuneilla materiaaleilla. Myös materiaalin maksimiraekoolla on vaikutusta materiaalin jäykkyyteen. Suuremmalla maksimiraekoolla on todettu saavutettavan suurempia materiaalin jäykkyyshuomioita. Materiaalin pinnankarkeudella on pieni merkitys verrattuna muihin ominaisuuksiin, mutta karkeapintaisten rakeiden välinen kitka on sileäpintaisten rakeita suurempi ja tätä kautta materiaali hieman jäykempää. Hienoainespitoisuudella on vaikutusta materiaalin jäykkyyteen ja käyttäytymiseen. Pieni hienoainemäärä materiaalissa on yleensä hyvä asia materiaalin tiivistämisen kannalta, mutta suurissa määrin se heikentää materiaalin jäykkyyttä ja lisää materiaalin herkkyyttä pidättää vettä rakenteisiin ja näin alentaa sen jäykkyyttä. Materiaalit ovat lähes kuivina yleisesti ottaen jäykempiä kuin märkinä. Tiivistymisen kannalta kuitenkin materiaalien tulisi olla lähellä optimivesipitoisuuttaan niiden tiivistämisen yhteydessä. Tällöin saavutetaan parhaat tiiviudet rakenteilla ja näin ollen suuremmat jäykkyydet.

Hyvilläkin materiaaleilla voidaan saada aikaan huonon jäykkyyden omaavia rakenteita, ellei niitä tiivistetä oikein. Tällöin kiviainesmateriaalin rakeet eivät painaudu kunnolla toisiaan vasten vaan jäävät löyhään tilaan, jolloin materiaalissa pääsee tapahtumaan helpommin muodonmuutoksia eli sen jäykkyys ei ole riittävä. Kiviainesmateriaalien suurimman mahdollisen jäykkyyden saavuttamiseksi materiaalit tulisi tiivistää lähellä optimivesipitoisuuttaan. Tiivistyskalusto, kerralla tiivistettävä kerrospaksuus ja kastelun määrä kannattaa suuremmissa tiivistyskohteissa määrittää koejyrsyksellä.

7.2 Kastelun ja tiivistystavan vaikutus

Kastelulla on todettu olevan merkittävä vaikutus kiviainesmateriaalien tiivistymiseen. Materiaalit saavuttavat maksimitiiviytensä optimivesipitoisuudessa, jolloin rakenteesta saadaan jäykkyydeltään mahdollisimman suuri. Sekä karkeat että hienoainespitoiset materiaalit tiivistyvät parhaiten eli saavuttavat maksimitilavuuspainonsa optimivesipitoisuudessa. Karkeilla kiviaineksia, kuten murskeita ei käytännössä voi kastella tiivistyksen yhteydessä liikaa. Kuitenkin täytyy ottaa huomioon pohjamaan häiriintyvyys eli herkästi häiriintyvillä pohjamailla kastelu määrä tulee pitää maltillisena. Hienoainespitoisilla ja luonnon maamateriaaleilla kastelumäärän tulisi olla sellainen, että materiaali on lähellä optimivesipitoisuuttaan.

Kantavuusmittauksia ei pitäisi tehdä välittömästi kastelun ja tiivistyksen jälkeen, vaan on hyvä antaa rakenteen kuivua ja tehdä mittaukset esimerkiksi seuraavana päivänä. Tällöin saavutetaan rakenteista paremmat kantavuudet kuin rakenteiden ollessa märkiä. Tällä on vaikutusta etenkin, jos rakenteen materiaalit sisältävät hienoainespitoisia tai luonnon maamateriaaleja. Jos tiivistys on tehty lähellä materiaalien optimivesipitoisuutta ja rakenteen annettu kuivua ennen kantavuusmittauksia saavutetaan suurempien kantavuusarvojen lisäksi vaatimusten mukaiset tiiviyssuhteet.

Myös oikealla tiivistystavalla on merkitystä saavutettaviin kantavuuksiin ja tiivistyssuhteisiin. Parhaan tiivistystuloksen aikaansaamiseksi suositeltavaa olisi suuremmissa hankkeissa tehdä koejyräyksiä yleisimmillä käytössä olevilla materiaaleilla oikean tiivistyskerta- ja kastelumäärän löytämiseksi.

7.3 Pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen tulosten vertailu

Pudotuspainolaitteella ja levykuormituskokeella määritettyjen moduuliarvojen välille ei ole löydettävissä yksiselitteistä vakiokerrointa. Molemmat menetelmät antavat samansuuntaisia tuloksia, mutta se, kumpi menetelmä antaa suurempia kantavuusarvoja ja kuinka paljon suurempia, näyttäisi olevan riippuvainen siitä, millaiset olosuhteet mittauskohteessa vallitsevat. Tuloksiin näyttäisi vaikuttavan niin rakenteiden alla oleva pohjamaa kuin rakennekerrosten tiivistämisen laatu.

Tämän diplomityön puitteissa tehtyjen mittausten perusteella levykuormituskokeen minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdyn tulkinnan ja pudotuspainolaitteen väliseksi yhteydeksi saatiin:

$$E_{2LK(min-max)} = 0,907 \dots 0,947 * E_{2PPL}$$

eli minimi- ja maksimikuorman väliltä tehdyllä levykuormituskokeen tulkinnalla saataisiin noin 5 % - 10 % pienempiä tuloksia kuin PPL –mittauksella. Tuloksessa on huomi-

oitu sekä kaikkien vertailu kelpoisten mittauspisteiden tulokset että mittauskertojen keskiarvojen välinen yhteys. Kun samoja mittauspisteitä tulkitaan levykuormituskokeen InfraRYL:n mukaisella tulkinnalla, saadaan menetelmien väliseksi yhteydeksi:

$$E_{2LK(30\%-70\%)} = 1,202 \dots 1,257 * E_{2PPL}$$

eli InfraRYL:n mukaisella tulkinnalla levykuormituskokeen tulokset olisivat kantavuuden osalta noin 20 % - 25 % suurempia kuin PPL –mittauksen tulokset.

Yhdessä aiemmassa tutkimuksessa levykuormituskokeen ja pudotuspainolaitteen väliseksi kertoimeksi on saatu 0,622. Tässä tutkimuksessa kuitenkin mittaukset oli tehty päällysteen päältä, joten tulokset eivät ole täysin vertailukelpoisia. Toisessa tutkimuksessa menetelmien väliseksi yhteydeksi on saatu kaavojen 4.7 ja 4.8 mukaiset yhtälöt. Näissä menetelmien väliset kertoimet olivat 0,887 ja 0,810. Näissä tuloksissa määritetyjä suoria ei kuitenkaan ole pakotettu kulkemaan origon kautta, vaan y –akselin leikkauskohdat olivat +5,880 MPa ja +18,8 MPa. Ruotsalaisessa tutkimuksessa vastaavanlaisessa tarkastelussa kertoimeksi on saatu 0,6356 sekä 0,7251 ja y-akselin leikkauskohdiksi +16,725 MPa sekä 2,3246 MPa. Näissäkin origon kautta pakotettu korrelaatiosuora antaisi todennäköisesti hieman suuremmat kertoimet menetelmien välille, kuten tämän diplomityön mittaustuloksien yhteydessä tapahtui. Tässä diplomityössä saadut tulokset ovat aiempien tutkimusten kanssa samansuuntaisia eli PPL –mittauksella saataisiin suurempia kantavuusarvoja kuin levykuormituskokeella, kun tulkinta tehdään minimi- ja maksimikuorman väliltä. Tässä diplomityössä saatu kerroin on kuitenkin suurempi kuin aiemmissa tutkimuksissa saatu kerroin eli menetelmien välinen ero olisi nyt tehtyjen havaintojen perusteella pienempi kuin aiemmissa tutkimuksissa mitattu ero. Itsenäisyydenkadun tutkimuskohteessa levykuormituskoe antoi jopa suurempia kantavuustuloksia kuin PPL –mittaus.

Tiivistyssuhteiden osalta vastaavanlainen vertailu on esitetty kappaleen 6.1.4 kaavoissa 6.11 ja 6.12. Näiden perusteella minimi- ja maksimikuorman välillä tehdyllä levykuormituskokeen tulkinnalla saataisiin noin 25 % - 27 % heikompia tiiviyssuhteita kuin PPL –mittauksella. InfraRYL:n mukaisella tulkinnalla levykuormituskokeen tiiviyssuhteet olisivat noin 47 % - 49 % heikompia kuin PPL –mittauksen perusteella määritetyt tiiviyssuhteet.

7.4 Jatkotutkimussuositukset

Tässä diplomityössä keskityttiin vertailemaan raskaan pudotuspainolaitteen ja levykuormituskokeen tulosten yhtenevääsyyttä sitomattomilla materiaaleilla. Diplomityön puitteissa tehtyjen mittausten perusteella on voitu tehdä johtopäätöksiä kantavuusmittausmenetelmien tulosten korrelaatiosta. Tarkempien johtopäätösten tekemiseksi tai yleispätevien lineaaristen tai vakiokertoimien määrittämiseksi tarvittaisiin huomattavasti enemmän mittausdataa kuin tämän diplomityön puitteissa oli mahdollista toteuttaa.

Lisäksi mittausmenetelmien välisiä tuloksia olisi syytä tutkia koerakenteilla, joissa päästäisiin tarkemmin tutkimaan eri rakennekerrosmateriaalien vaikutusta mittaustuloksiin.

LÄHTEET

Abu-Farsakh, M., Alshibli, K., Nazzal, M. & Seyman, E. (2004). Assessment of in-situ technology for construction control of base courses and embankments. Final Report, 389, Louisiana Transportation Research Center.

Alkio, R., Pihlajamäki, J. (2001). Jutikkalan eritasoliittymä. Kohderaportti TPPT 27, Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994 - 2001, VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, Espoo 2001, <<http://alk.tiehallinto.fi/tppt/kohderaportit/27-vt3jutikkala.pdf>>.

Dawson, A., Kolisoja, P. (2006). Urautumisongelmien ratkaiseminen vähäliikenteisillä teillä, Tiivistelmä, Roadex III, Northern periphery.

DIN-18134:2012-04. (2012). Soil - Testing procedures and testing equipment- Plate load test, English translation of DIN 18134:2012-04.

Forsberg, A., Pinotti, J. (2012). Kontrollmetoder för aktiv design på obundna granulära material, Examensarbete. LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg Institutionen för Teknik och Samhälle .

Hakala, S. (2016). Hämeenkadun koepätkä ja koerakenteet, raporttiluonnos, pohjara-kenneryhmä, Raitiotieallianssi. (Julkaisematon)

Hon, P. (2010). Utvärdering av kontrollmetoder för obundna granulära material. Thesis 198. Trafik och väg, Institutionen för Teknik och samhälle, Lunds Tekniska Högskola, Lunds universitet.

InfraRyl. (2015). InfraRyl 2015, Rakennustieto.

Juvankoski, M. & Laaksonen, R. (2001). Sitomattomat tien rakennekerrosten materiaalit, Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä. Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma, VTT Rakennus ja yhdyskuntatekniikka. 71 s + liitteet 19 s.

Juvankoski, M., Kivikoski, H., Lindroos, P. (1991). Menetelmäkuvaukset, Maaraken-teiden laadunvalvontamenetelmät. Geotekninen laboratorio, Valtion teknillinen tutkimuskeskus.

Kalliainen, A., Luomala, H., Jäniskangas, T., Nurmikolu, A., Kolisoja, P. (2011). Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011, Liikennevirasto. Helsinki 2011. s. 152

Kolisoja, P. (1993a). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet - kirjallisuusselvitys .Tielaitoksen selvityksiä 38/1993. Geokeskus, Tielaitos, Helsinki 1993. s. 147

Kolisoja, P. (1993b). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet - Esiselvityksen laboratoriokokeet. Tielaitoksen selvityksiä 39/1993, TIEL 3200164. Helsinki, 1993. 71 s.

Kolisoja, P. (1993c). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet – Vuoden 1993 kuormituskokeet. 19934 119 s.

Kolisoja, P. (1996a). Sitomattomien materiaalien moduulit, Muodonmuutosmoduulin arviointimenettely. Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelma, loppuraportti, Projekti M12, Tielaitoksen selvityksiä 44/1996. Geokeskus, Tielaitos, Helsinki 1996. s. 79

Kolisoja, P. (1996b). TPPT-projekti M12; Sitomattomien materiaalien moduulit - Vuoden 1995 kokeet. Tielaitoksen selvityksiä 34/96. ISSN 0788-3722, ISBN 951-726236-1, TIEL3200402. Helsinki 1996.

Kolisoja, P. (1997). Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials. Thesis for the degree of doctor of Technology, Publication 223, Tampere university of Technology.

Liikennevirasto. (2014). Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3, Radan rakenne, Liikenneviraston ohjeita 17/2014, Liikennevirasto. Helsinki 2014.

Nurmikolu, A. ja Kolisoja, P. (2010). Sepelinpuhdistuksen vaikutukset raideseppelin ominaisuuksiin. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 11/2010. Helsinki 2010.

Piippo, H., Belt, J., Ehrola, E. (1990). Tien kantavuuden mittauslaitteet ja eri laitteilla määritetyt kantavuudet. Väliraportti TR 10, Asfalttipäällysteiden tutkimusohjelma, VTT. Espoo 1990.

Savijoki, S. (1991). Pudotuspainolaite (KUAB + Loadman) rakentamisen laadunvalvonnassa. Hämeen tiepiirin tutkimuksia, Tielaitos, Tampere, 1991.

Siika, T. (2006). Katurakenteiden staattinen ja dynaaminen kantavuus, Insinööritoimisto, 2006:4/HKR-Ympäristötuotanto, Helsingin kaupungin ympäristötuotanto, Katulaboratorio.

Spoof, H ja Petäjä, S. (2000b). Pudotuspainolaitemittaus. TPPT Menetelmäkuvaus, VTT Yhdyskuntatekniikka. 15 s + liite 1 s.

Spooft, H. & Petäjä, S. (2000a). Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta, Tien pohja- ja päällysrakenteet tutkimusohjelma 1994-2001), Yhdyskuntatekniikka, VTT, Espoo. s. 17

Sweere, G. (1990). Unbound granular bases for roads. Delft University of technology, 1990. s. 429

Tampereen raitiotieallianssi. (2016). Suunnitteluperusteet, Versio 2.0, Tampereen raitiotieallianssi.

Thom, N.H. (1988). Design of road foundations. Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham. <http://eprints.nottingham.ac.uk/10281/1/ThomPhDthesis.pdf>

Tiehallinto. (2002). Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto. Helsinki: Tiehallinto. 72 s.

Tiehallinto. (2004). Tierakenteen suunnittelu. Helsinki: Tiehallinto. 69 s.

Tiehallinto. (2005). Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset, Pennger- ja kerrosrakenteet, Toteuttamisvaiheen ohjaus. TIEH 2200043–v–05. Tiehallinto. Helsinki 2005.

Tiehallinto. (2005b). Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D. Tie- ja geotekniikka, Tiehallinto.

Tielaitos. (1994). Rakentamisen laadunvarmistus, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset. TIEL 2220003. Geokeskus, Tielaitos.

Tielaitos. (1990). Laadunvalvontaohjeet, Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset, TIEL 732816. Geopalvelukeskus, Tiehallitus, Tielaitos.

Ting, J. & Corkum, B. (1992). Computational laboratory for discrete element geomechanics, Journal of Computing in Civil Engineering, Volume 6, Issue 2. s. 129-146

Trafikverket. (2014). KRAV, Bestämning av bärighetsegenskaper med statisk plattbelastning, TDOK 2014:0141, Version 1.0, 2014-07-01. Trafikverket.